工程地震学概论

蒋溥　戴丽思　著





地震出版社

工程地震学概论

蒋 溥　　戴丽思 著

地 震 出 版 社

1 9 9 3

(京)新登字 095 号

内 容 提 要

本书系统介绍了工程地震学的基本原理、方法和典型的工程地震实例，从工程地震环境评价的角度，沟通了地质学、地震学、地震工程学、抗震学、工程地质学和地质工程学等学科之间的内在联系，从而建立上述各学科之间的边缘学科——工程地震学。全书共10章，分三个层次：1—4章侧重于论述工程地震学相关的基本概念；5—7章侧重于论述工程地震学基本原理和方法；8—10章结合城市、水电、核电等方面介绍专门性工程地震研究。本书最后附有烈度表、地震动衰减、活断层、地震波速、及核电设计等资料和经验关系式。以便于实际查用。

本书适合于地震地质、地震工程、工程地质和地质工程、岩土工程等专业研究者和勘察人员参考，也适用于广大抗震、防灾和减灾等主管部门管理人员阅读，亦可作为有关大专院校、研究生院的教学参考书。

工程地震学概论
蒋 溥 戴丽思 著
责任编辑：朱向军 曹可珍

地震出版社出版
北京民族学院南路 9 号
北京丰华印刷厂印刷
新华书店北京发行所发行
全国各地新华书店经售

787×1092 1/16 29.25 印张 727 千字
1993 年 10 月第一版 1993 年 10 月第一次印刷
印数：0001—1500
ISBN 7-5028-0782-9/P·499
(1175) 定价：30.00 元

前　言

工程地震学是近几年来人们在研究和解决工程活动中所遇到的地震和地质问题而逐步发展起来的一门新兴的学科。由于它能为工程抗震和防灾减灾提供科学基础和依据，因而受到国内外专家、学者、工程师乃至政府有关部门公务人员的关心和重视。

作者毕业于南京大学水文地质工程地质专业。1966年邢台强烈地震后，由中国科学院地质研究所工程地质研究转入地震研究，涉足最多的是工程地震领域。长期实践，深感工程地震研究的领域远比在校期间所了解工程地质学中关于地震章节所列领域宽得多，内容丰富得多，活动舞台大得多，尤其在我国更是如此。60—70年代几次大震震害之惨重和教训之深刻给人的启示甚多。作为减轻地震灾害的支柱之一，工程地震研究在中国具有其得天独厚的有利条件。但另一方面，地震学、地质学、工程地质学和工程学等学科之间的陌生与隔阂，使许多从事多年工程地震工作与实践的地质学家、地震学家，甚至地震工程学家之间的联系还仅仅停留在初级的沟通上，这在一定程度上有碍于工程地震发展。作者借助于自己水文地质与工程地质的基础和工程实践，通过环境地震地质效应预测和综合评价，以满足工程抗震和防灾减灾的需要，形成了以地质环境为基础，以地震效应预测和综合评价为主导，以地震工程应用为目标的基本指导思想，并贯穿于工程地震的研究和实践中。这一基本指导思想也体现于作者在中国科学院和中国科学技术大学研究生院、地震科技学校等工程地震实践教学中。

工程地震这一术语在地震界、地质界、工程界并不陌生，但视其为一个独立的学科——工程地震学，或全面、系统地赋于其研究内容和问题以及解决这些问题的原理和方法等的学者似乎还不多。在为数甚少的工程地震学书籍中，谢毓寿先生（1965）的《工程地震》仅限于地震烈度的研究；日本学者金井清（1983）所著工程地震学侧重点在于地震学和结构振动学；胡聿贤先生（1988）将工程地震列为地震工程的一部分，也许代表了世界上众多的以结构抗震为主要目标的研究者的观点和做法。作者是至今为止屈指可数将工程地震学设计并系统构成独立学科的学者，并以《工程地震学概论》首先与读者见面。作为一个工程地震研究者，愿本书的出版能为沟通学科之间的联系，并由它吸引和汇集一大批承担工程、城市、矿山等工程地质环境质量评价的专业技术人员、勘察、设计人员、工程地质研究人员及其他地质学和地震学研究人员参与工程地震研究领域做出贡献。

本书分为三个层次，1—4章为第一层次，侧重于工程地震学相关的基本概念论述；5—7章为第二层次，侧重于工程地震学基本原理和方法论述；第三个层次包括8—10章，结合城市、水电、核电、火电等方面介绍专门性工程地震研究。导论是作者对工程地震学和发展、形成、概念范畴、学科发展等方面的概述。为增加本书可查性，最后附有常用烈度表、地震动衰减、活断层、地震波速、核电设计谱等方面资料和经验公式。

本书虽力图达到基本宗旨，但正如我在《地震小区划概论》（1990）一书中说过：诚然如此，和其他学科比较起来，工程地震研究总还是年轻得多，其基本理论和方法还在进一步完善之中。书中可能有不恰当之处，请同仁赐教。

借本书出版机会，感谢在工程地震研究和实践中长期与作者合作的钱瑞华副研究员、王启鸣

副研究员、高青山工程师、梁小华、雷军助理研究员及其他同志，感谢有关合作者，感谢于克涛在本书出版中作出许多有益的实际贡献。

蒋　溥

1993年7月

目　录

CONTENTS

导　论

1. 地震危害

地震是一种突发性的自然灾害，其对人类的危害主要表现在两个方面，一是地震导致人员伤亡，二是地震导致人类赖以生存环境的破坏。1 976 年 7 月 28 日凌晨 3 时 42 分（北京时间），河北唐山发生里氏 7.8 级强烈地震。倾刻间，百余万人口工业城市——唐山市夷为平地，死亡 24.2 万人，重伤 16.4 万余人。震害遍布唐山外围十余县，并波及到北京、天津、秦皇岛等市。直接经济损失近百亿元，震后重建投资达百亿元。纵观世界震害历史，唐山地震的灾难虽为罕见，但地震的危害并非空前绝后。图 1 绘出了 1949—1969 年间世界几个主要国家在地震中遇难人数。

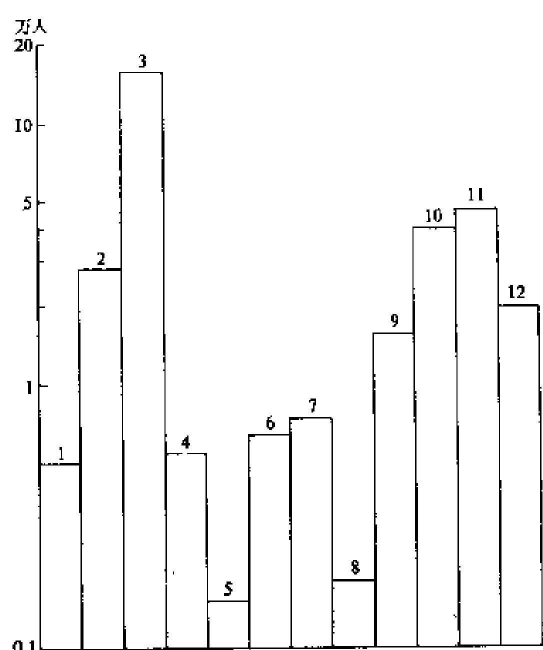


图 1　1949—1969 年地震死亡人数统计图

1. 阿根廷；2. 智利；3. 中国；4. 厄瓜多尔；5. 希腊；6. 印度；
7. 伊朗；8. 意大利；9. 日本；10. 巴基斯坦；11. 土耳其；12. 前苏联

我国是个多地震国家，也是世界上地震历史记载最早国家，有文字可考历史近 4000 余年。《竹书记年》中曾有“夏帝发”,“七年泰山震”记载，可能为公元前 1831 年发生的泰山地震。自进入本世纪以来，90 余年发生破坏性地震达 2600 余次，其中 M>6.0 中强破坏性地震超过 500 次，平均每年 5—6 次。

强烈地震给中国人民带来灾难尤为严重。1556 年 1 月 23 日陕西华县 8 级地震中死亡 83 万人，这是自世界上有地震记载以来有据可查的遇难人员最多的一次地震。20 世纪世界各国强震导致死亡人数总共约为 101 万人（陈寿梁，1988），其中发生在中国仅两次地

震引起死亡 44.2 万，约占总数 43.7%。20 世纪 70 年代，是世界上地震灾害较大的 10 年。这 10 年中，全世界死于地震灾害的总人数达 41.29 万人，而中国占 63.7%。地震造成伤残的总人数为 38.8 万人，中国占 56%强。建国以来至 1987 年 10 月的统计，在我国大陆地区发生 $M>5$ 地震 879 次，其中造成破坏和伤亡的共 113 次，占 12.85%。造成严重破坏的 $M>7$ 级以上强震有 12 次，受灾面积 9.25 万平方公里，伤亡人数达 48.1 万多人，震毁房屋达 607.5 万间（表 1），其直接损失达 300 亿元（陈寿梁，1988）。

表 1　中国大陆 12 次 7 级以上强震灾害统计表

序号	地震	地震时间	震级	基本烈度	震中烈度	受灾面积 (km^2)	死亡人数 (人)	伤残人数 (人)	倒塌房屋 (间)
1	康定	1955.4.14	7.5	Ⅹ	Ⅸ	5000	84	224	636
2	乌恰	1955.4.15	7.0	Ⅸ	Ⅸ	16000	18	/	200
3	宁晋	1966.3.22	7.2	Ⅵ	Ⅹ	23000	7938	8613	1191643
4	渤海	1969.7.18	7.4	/	/	/	9	300	15290
5	通海	1970.1.5	7.7	Ⅸ	Ⅹ	1777	15621	26783	338456
6	炉霍	1973.2.6	7.9	Ⅸ	Ⅹ	6000	2199	2743	47100
7	永善	1974.5.11	7.1	Ⅷ	Ⅸ	2300	1641	1600	66000
8	海城	1975.2.4	7.3	Ⅵ	Ⅸ	920	1328	4292	1113515
9	龙陵	1976.5.29	7.4	Ⅷ	Ⅸ	/	73	279	48700
10	唐山	1976.7.28	7.8	Ⅵ	Ⅺ	32000	242769	164851	3219186
11	松潘	1976.8.16	7.2	Ⅵ—Ⅸ	Ⅷ	5000	38	34	5000
12	乌恰	1985.8.23	7.4	Ⅸ	Ⅷ	526	70	200	30000

（据陈寿梁，1988）

从全国范围来看，历史地震烈度分布图（图 2）反映了以往地震破坏程度。若从建筑物破坏程度粗略估计，即以地震烈度达Ⅸ以上的为强烈破坏、Ⅷ度为严重破坏、Ⅶ和Ⅵ度为轻微破坏这一相对定性尺度来评价，则历史地震造成强烈破坏地区达 34 万平方公里，约占国土面积 3.5%；严重破坏面积达 71.3 万平方公里，约占国土面积 7.4%；轻微破坏区面积为 470 万平方公里，约占国土面积 49%。因此，就全国范围而言，历史上地震受灾面积达国土一半。在这些不同程度的破坏区内，其中宁夏、兰州、海口等城市位于Ⅸ度强烈破坏区内。北京、太原、台北、西安和昆明等则位于Ⅷ度的严重破坏区内。

地震危害一方面造成人类生命损失和对赖以生存的环境的破坏，另一方面亦给予人们在抗御这一突发性自然灾害中以教训。我国是一个发展中国家，社会经济发展和人类活动范围扩大亦面临着地震的威胁。为了最大限度减轻地震灾害的损失，人类在生存和发展的征途中，围绕着选择和建立能抵御地震危害的安全环境，逐步地形成和发展工程地震。

2. 工程地震概念

工程地震或工程地震学术语来自于英文 Engineering Earthquake 和 Engineering Seismology。日本学者末广恭二（K.Suyehiro）1931—1932 年在美国加州理工学院、加州大学、斯坦福大学及麻省理工学院发表一系列讲演时首先使用"Engineering Seismology"这一术语，但日文译为"地震工学"（K.Kanai, 1983）。在中国，工程地震术语应用应首推谢毓寿先生（1965）所著《工程地震》一书。

几十年来，围绕工程建设中一些地震学和地质学问题，工程地震学也在初步地完善和发展着。在一些书籍（Hollis, F. P., 1958, Bibliography of Engineering Seismology; J. Solnes, 1974, Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Noordhof-leiden）中，沿用了工程地震学术语，但未明确提出相应的概念和含义。为数有限的有关书籍（Медве, С.В., 1962, Инжеиерная Сейсмологдя; 谢毓寿，1965，工程地震；K. Kanai, 1983, Engineering Seismology；胡聿贤，1988，地震工程学）对工程地震概念作了些简要论述，现摘要如下。

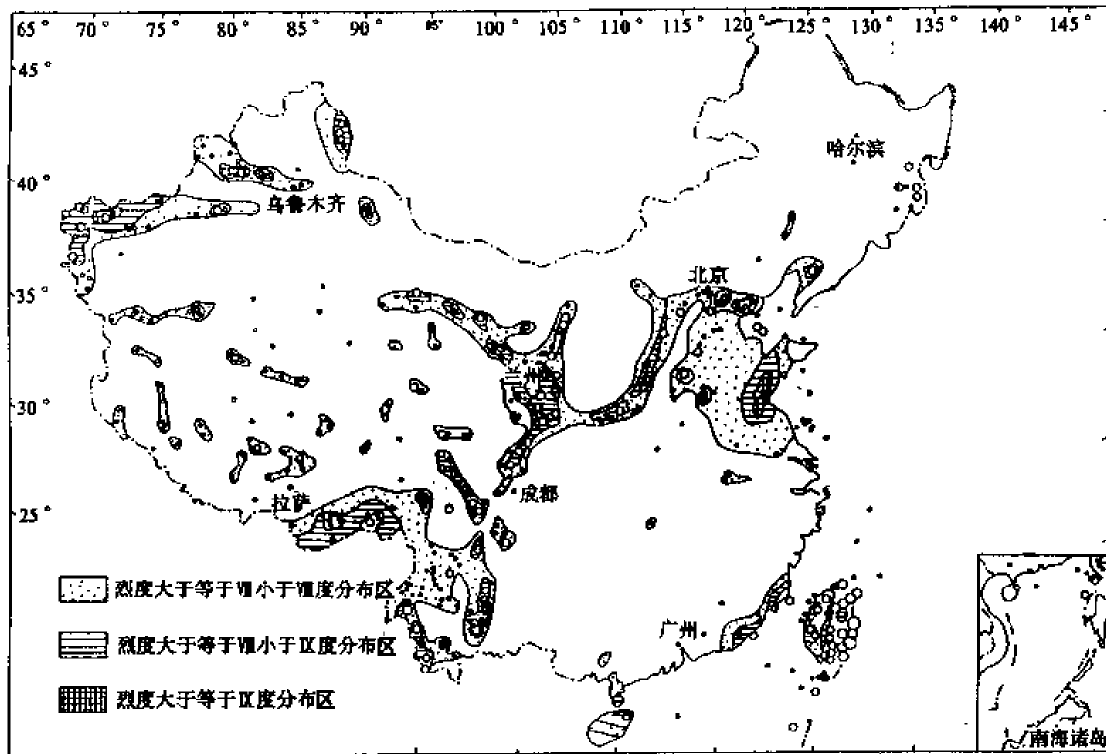


图2　中国历史地震最大影响烈度图

为了解决工程建设中日益迫切的抗震问题，一门新的科学——工程地震学诞生了。工程地震学主要内容：从研究地震时地表的运动及其对建筑物的影响入手，通过对建筑物的力学分析，找出经济有效的抗震措施。研究耐震结构的设计方法，是抗震工作人员的任务，而地震工程工作者的主要任务，则是提出抗震措施所依据的基本数据。工程地震学的主要任务，是提出地震区里各具体地点可能遭受到的地震最大烈度，以便工程师们采取经济合理的措施，以确保建筑物的安全（谢毓寿，1965)。

金井清(K.Kanai, 1983)所著“工程地震学”（Engineering Seismology）没有明确给予工程地震学的含义，但书中涉及的内容主要有地震仪；烈度、震级和地震动；地震波;地基振动；结构的振动；震害和基础；抗震设计标准及震害概论等。

工程地震学是地震学的一个分支。它涉及的问题是强震的测量分析和预测。虽然不存在一个精确的定义，但是，强震是指能够引起结构整体或其构件产生明显破坏的地震动。以往经验说明，地震动超过1%—10%重力加速度时达到常规结构的破坏域。当然，实际的值取决于地震动的频率和持续时间和结构的动力特性。基本上有两种类型的工程地震学

家：一是研究工程地震学家，他们根据地震的基本特征，提出强震的估计模型；另一是实践的工程地震学家，他们应用这些模型，为工程分析和设计的需要提供设计地震动（K. W. Campbell, 1987）。

工程地震学研究的问题是中、长期地震预报中的潜在震源区划分、潜在震源区地震活动性规律、地震动参数的选择，以及这些参数的估计等等。由于地震活动性、地震动参数衰减规律都具有很大的随机性，所以，对地震活动性规律和地震危险性估计都要求给出概率的含义。根据地震危险性估计的地震动工程参数值，对一个大地区进行划分，即为地震动区划；重点考虑场地条件影响的区划，称为小区划；以地震烈度为指标的区划称为烈度区划；以具有概率定义的地震或地震动作出的区划，称为危害性或危险性区划（胡聿贤，1988）。地震危险性分析和地震区划胡聿贤（1988）合称为工程地震，并作为地震工程学一个分支。

上述有关工程地震学的概念还都是从地震工程，或者说是从结构抗震学角度提出的。从工程地震学的形成和发展及其与结构抗震学关系上看，上述观点是合理的。但作为一门相对独立的科学，还要从研究内容和所要解决的主要问题及其有关原理和方法等方面，全面地理解工程地震的含义。作者根据近些年工程地震的实践和国内外工程地震研究发展及现状，提出如下的工程地震学概念。

工程地震学是研究和解决人类工程活动中的地震和地质问题，为工程抗震和防灾减灾提供科学基础和依据的科学。人类工程活动中所研究的地震和地质问题主要集中在地震的孕育、发生、发展规律及其效应（危险性和危害性）评价和预测方面。具体来说，要解决的问题包括：什么地方会发生破坏性地震；为什么会发生地震，特别是为什么会发生破坏性地震；在什么时间发生；破坏性地震发生后影响如何；为减轻地震灾害人类工程活动应遵循哪些基本原则等等。要回答这些问题，这里涉及到地震孕育和发生的构造环境、地震的成因机制、地震发生、发展的时间和空间规律、地震迁移和重复规律、强震地面运动及其影响场和运动场、各种类型地震效应、工程活动场地的选择和工程抗震、鉴定和加固的地震地质依据等。

从根本上说，工程地震研究也是围绕了一个总目标——减轻地震灾害。为达到这一目标，它是通过对地震的孕育、发生、发展规律的深入研究，作出地震效应或地震危险性与危害性的合理评价与预测，为工程抗震、防灾减灾提供科学依据来实现的。因此，在某种程度上，工程学是一门预测性科学，它是建立在地震预测预报、特别是中长期地震预测预报成果的基础上的。根据人类工程活动的需要对地震危险性作出评价，其最终又是为了工程抗震和防灾及减灾的应用。因此，这是一门应用性较强的应用基础学科。从专题任务上，来看工程地震包括地震区划、场地地震效应预测和地震小区划（包括地震动效应和场地地震地质灾害预测和区划）；工程区域和场地地震稳定性评价；工程设计地震参数预测（包括地震烈度鉴定和地震动参数预测）；活断层工程评价和对策；诱发地震及其对工程影响等方面任务和专题。虽然各自有其相对独立的问题和研究内容，但他们是相互联系的。地震区划是对一个较大范围（面）地震效应如地震烈度和地震动效应的评价和预测。工程区域和场地地震稳定性评价、工程设计地震动参数预测、场地地震效应预测和地震小区划、活断层工程评价和对策等，则是对一个具体工程点的地震效应评价和预测。从地震效应预测的角度来看，除了研究深度、广度和表达方法等方面有所差别而外，这几方面任务都涉及到震源环境研究，影响场和场地效应研究，其最终有共同归宿。图3从地震效应预测角度或地震危险性评价角度，概括了工程地震研究主要内容。

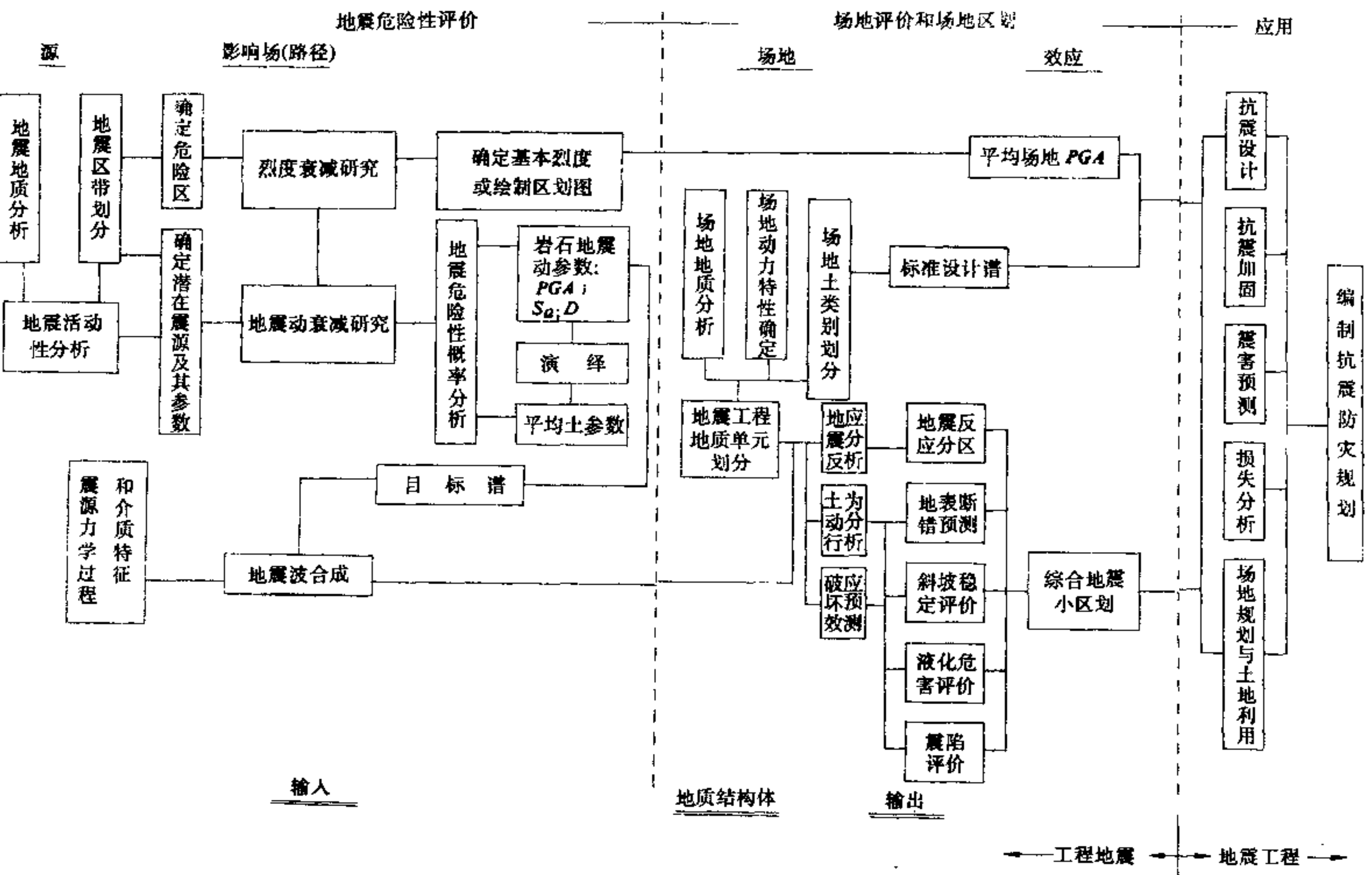


图3 工程地震研究内容框图

3. 工程地震学和一些主要相关学科的关系

工程地震学跨越了地震学、地质学（主要为构造地质学，水文、工程地质学）地震工程学和工程学等学科，其相互关系如图 4。

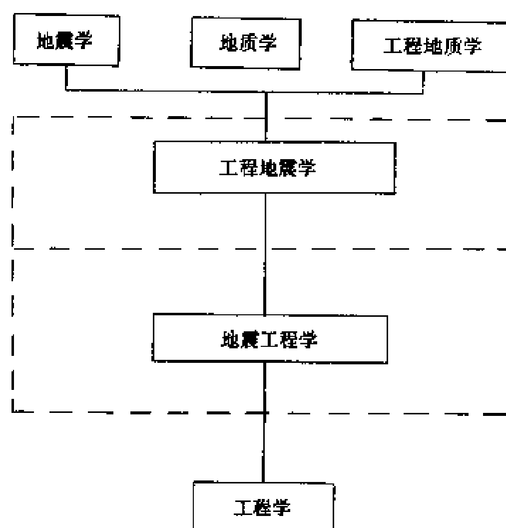


图 4　工程地震学与其他学科关系图

地震学、地质学或地震地质学，其侧重点是研究地震本身，即研究地震孕育、发生、发展规律，划分出地震发生区和带，地震发生以后传播规律和地震观测及地震预测预报等。工程地震学则是从工程应用角度进行地震效应预测，前者是后者的基础，后者亦是前者的延伸和归宿之一。因此，地震学、地质学、地震地质学许多研究内容、方法、研究成果，将会在工程地震学中直接发挥其作用。工程地质学侧重研究人类工程活动中地质作用问题，并围绕工程稳定来展开的，其中地震是其研究重要领域之一。主要表现在两个方面，其一，是关于工程场地区域稳定性评价，强震是作为主要工程不稳定的现代地壳运动因素，强震导致区域性地质灾害，如断层再活动、区域性斜坡失稳、大面积地基失效等等也是工程区域稳定性评价主要内容，工程地震中区域和场地地震稳定性评价重点亦在于此；其二，是关于工程场地工程地质条件、水文地质条件等地质环境因素及其在地震作用下地震效应，则是地震效应预测和地震小区划的基础，它实质上涉及到工程动态稳定评价问题。因此，工程地震学中评价问题，在某种意义上说是工程地质学中的动态稳定评价问题，是地震区工程地质问题。但工程地震发展以其研究内容的特殊性、复杂性，以及与其他学科关系和特殊的研究内容等，远远地超出工程地质研究范围而成为相对独立的学科。地震工程学侧重于研究地震区人类工程活动中工程问题。但其基础和依据之一是工程地震学，而工程地震学研究的归宿将是地震工程。地震地质与工程地震相互的关系，在某种程度上也类似于工程地震与地震工程之间的关系。

4. 当前工程地震研究特点

和地质学、地震学、工程学等学科比较起来，工程地震还是一门年轻科学，其发展还仅仅是近几十年的事。经过几十年完善和发展，工程地震学逐步地形成一支相对独立的边缘交接学科，有其相对独立而完整的研究内容、研究问题和研究目标，有其为解决这些问题和达到的目标而采用的思路和原理方法。当前工程地震研究可以概括为如下几个特点：

(1) 一个目的，两个途径

工程地震研究围绕了一个目的，即减轻地震灾害，它既是减轻地震灾害的基础，也是减轻地震灾害的对策部分。对于一个具体工程也好，对一个具体地区也好，该工程场地或该地区地震危险性和危害性正确评价，总是其抗震、防灾、减灾对策的基础和出发点。为了达到减轻地震灾害这一目的，工程地震研究提供两条途径，一是抗震，即预测设计参数及其地震动效应，按一定标准选用适当的设防标准，达到工程稳定的目的；二是选场，即

选择对抗震相对好的场地，避开对抗震不利地段，或者根据地震效应，采取相应的抗震措施，以达到减轻灾害之目的。

(2) 以环境地质影响为基础、地震工程应用为目的、地震效应预测为目标的整体系统研究

工程地震学涉及到地震学、地质学和工程学等方面学科。整体上讲，它是一个系统工程学科。但从其本质上讲，工程地震属于环境学范畴，确切地说，属环境地质学科范畴。因此，当前工程地震学研究显示强烈的地质环境及其影响或效应为基础的特点。概括来说，主要反映在三个方面：

① 震源方面的研究和评价，反映了构造环境和地震活动的环境基础。前者从地震成因、地震孕育、发生与发展的背景来看；后者则是从地震活动的历史、过去、现在和将来来看。工程地震研究中地震危险区和潜在震源等确定，早期和近期还占有一定位置的“构造类比”和“大震重复”两条原则，反映这一基础的应用。

② 在地震动传播路径分析研究中，地质环境无疑也反映了其基础效应。虽然，为了简化，在具体处理上采用均一各向同性的衰减模型，但远场和近场的考虑，椭圆衰减及不同地区不同衰减特点也反映环境条件的影响。

③ 局部场地地质环境及其对地震效应是场地地震效应预测的基础，这里包括场地水文地质、工程地质环境、地形地貌环境、岩土成因环境等等。不同地质环境，不仅出现不同成因类型的震害，而且直接影响震害特点及其危险性。场地震动效应和场地破坏效应正是环境影响的结果。

从某种意义上讲，工程地震研究中地震区划，包括地震小区划研究，则是表达地质环境及其对地震影响（地震效应）一个形式，其基本出发点是地质环境不均一性而导致地震危险性和危害性不均一性。但是，地质基础研究在工程地震研究中固然重要，但还不是工程地震研究的直接目的，一切工程地震研究的直接目的还在于工程应用，为工程减轻灾害服务。因此，工程地震研究一切原理、方法和结果，要适应于工程应用，特别是方法和结果。因此，工程学的发展及其要求，往往对地震工程研究提出新的要求，从而也促进了工程地震的发展。

以环境地质特别是源、路径、场地三方面地质环境及其效应为基础，以地震工程应用为目的，如何实现呢，这就是整体地、系统地以地震效应预测为目标，也就是说，通过主要三方面环境基础研究，考虑到工程应用和要求，对地震效应采用定量和定性的、理论和经验的方法对地震效应进行整体而系统评价和预测，从而满足工程应用的需要。因此我们把工程地震环境评价从基本原则和方法上可概括为如下几点：

① 工程地震环境的评价基本目标是为了合理选择工程活动的场地、采取适当的抗震措施和确定合理的设防设计参数。具体说，根据地震孕育、发展和发生的时空不均一性、地质环境的不均一性而可能导致震害不均一性，从两个途径来达到这一目标：其一是选择低地震活动或低地震影响的相对稳定的或对抗震有利的工程活动场地，尽量避开或不在高地震活动或高地震影响相对不稳定或对抗震不利的地区作为工程场地。当不能避开时，根据场地危害采取相应的抗震措施；其二是根据区域和局部场地地震工程环境特点，确定相

应设防标准和设防参数，以保证结构的稳定性。

② 考虑工程的重要性和它的破坏可能导致对社会、经济的危害性，不同工程场地的工程地震环境评价在研究广度和深度及要求上有所差别。对于一般工业与民用工程、量大面广的城市建设，在研究一个地区总的工程地震环境下，以小比例尺的地震区划图和相应的抗震规范来满足需要。对特殊、重大工程，如核电厂、大型水电工程等都有相应的工程地震环境评价内容。

③ 工程地震环境评价包括区域地震地质环境评价和场地地震工程地质环境评价两部分。前者是在一个较大范围内进行的，一般是以场地为中心、300—400km 为半径，在此范围内评价地震和构造活动的基本规律和特点，特别是地震活动的时空不均一性，划分地震区、带，确定潜在震源及其活动特点、地震动参数的衰减规律，选择适当的地震危险性模型，估计区域地震危险性及其可能对城市或场地的影响，实际上也是对震源和地震传播路径的评价。后者侧重于局部环境，围绕都市或场地局部地震工程条件及其在区域地震环境下可能出现的危险性，详细对地震动和地震地质灾害进行定量预测和划分，有时我们将这项评价称为场地区划或地震小区划。

④ 在进行城市或工程场地的地震危险性分析时，根据该地区的地震活动特点，可分别采用概率法与定数法或把两者结合起来的方法。具体说，在高地震活动区，地震资料相对丰富，样本多，宜于用地震危险性概率计算方法为主而辅以确定性评价的方法，如华北地区和西部地区；在地震活动水平较低的地区，可供利用的地震资料或样本不多，不能满足统计分析需要，宜于采用定数法为主、概率法为辅的地震危险性评价方法，如在华中地区和贵州地区。在大多数情况下，同时利用两种方法更可能得到较为客观的评价结果。

为尽量考虑地震活动在时空上的不均一性，以较为简单的均一泊松模型为基础，通过详细的地质和地震研究，通过地震资料可信度分析和时域的地震活动周期及趋势分析、地震区带与潜在震源划分、潜在震源地震活动性参数的确定及空间分布函数确定等途径来实现地震危险性概率评价；而确定性评价则通过详细的地质资料和历史地震资料分析、用地震构造法或统计法来综合评价。

⑤ 在地面运动评价和预测方面，有些工程场地位于潜在发生强震的区域以内或附近。在这种情况下，常规的以中远场地震记录为基础的地震动衰减规律已不适用。这里涉及到近场或近源地震动评价问题，由于这方面可借鉴的资料不多和近场地面运动的复杂性，我们以现有地震记录为基础、考虑近源地震地质环境，采用多种途径来处理。

⑥ 地震地质灾害是在特殊地质环境下由地震诱发的地面破坏。在很多情况下，地质环境不仅影响其发生的可能，而且决定其特点、破坏类型及危害程度。因此城市或场地地震地质灾害判定和预测往往要采用两步判别。首先，根据地质环境特点和地震震害特点，定性为主地初步判别其出现的可能性和危害性。当场地仅仅存在一些可能导致地震地质灾害的条件，但不致对工程造成危害时，可不再作更深入的研究；只有经过初判被认为可能导致对工程危害时，才需要进一步以定量为主的判定方法，判定其出现可能性大小和危害程度，从而给出可供工程师们采取抗震措施的基本结果。这方面主要反映在场地液化判定与地表断错的判别两个方面。

(3) 多指标、多种类型地震效应预测和区划代替单一地震强度效应预测和区划

工程地震的研究始于地震震害，早期地震震害是以地震烈度来表示的。和早期结构抗震静力理论相适应，地震强度是由加速度或地震系数 K 来度量的，除结构本身特点而外，环境地震效应的研究则侧重于强度的效应，即预测不同地质环境条件下地震强度，进行以强度效应为基础的地震预测和划分。随着震害经验的累积和抗震理论的发展，特别是30—40年代结构抗震的反应谱理论提出和70—80年代结构抗震的动力学发展、30年来几次大震对场地破坏效应和基础失效的研究分析等，导致工程地震研究发展。多指标，多种类型的地震效应预测和区划逐步地取代单一地震强度效应的预测和区划，多指标包括峰值加速度、峰值速度、和峰值位移、地震反应谱、地震动持续时间及合成地震动时程等。在类型上即包括地震动效应预测和区划，也包括了场地破坏效应预测和区划，如可液化地层液化效应预测、斜坡地震稳定预测、场地破裂效应和地震断层预测等等。

(4) 概率地震效应和地震危险性预测方法引入和地震效应评价的确定性方法与概率法相结合

早期工程地震研究中关于地震区划和地震效应预测多采用确定性方法，把预测的结果当作是确定的数值。但由于目前人们对地震的发生和发展及其影响的规律认识和预测水平尚达不到准确的程度，对地震危险性的估计存在着很大的不确定性。另一方面结构静力和抗风设计已经过渡到以极限状态概率为安全度标准的概率设计阶段，而地震的发生与地震动特性都具有随机因素，必须靠可靠性理论的方法加以解决。因此，为减轻地震灾害而进行地震效应及其危险性评定，一方面要考虑工程安全，另一方面也要考虑其经济效益，根据地震及其活动特点，不同结构物类型及其重要性和安全度的要求，采用不同风险标准，采用概率方法表达地震效应及其危险程度，可以给工程技术人员决策时留有选择的余地。基于这一考虑，近十年来工程地震研究中颇有成效的地震危险性评价的概率方法得到很大发展，并广泛应用于地震效应预测，包括地震动效应和场地破坏效应的预测，其中以烈度、地震动危险性分析最为广泛。

在工程地震研究中，主要是地震危险性研究中概率法的引入，它固然促进工程地震研究的发展，但是，特别是地震危险性，地震效应的评价和预测，其水平高低主要还取决地震预测预报水平的突破，取决于地震地质基础研究和对地震地质资料的拥有程度和研究分析水平。概率法并非是人们对地震及其危险性预测的水平的质的突破，仅仅是在工程应用和社会经济效益方面，较确定性方法更适应当前状态。对于少震区、对于一个大比例尺范围，由于地震事件和其他资料样本限制，概率法的应用还会遇到许多无法克服困难。为了客观地反映地震研究水平和符合目前状态，并最大限度地满足工程抗震需要，在实际应用中，确定性方法和概率法相互补充验证，以得到地震地效应的合理评价，是当前工程地震研究一大特点。

(5) 城市工程地震研究的开展

工程地震研究，顾名思义是从工程开始的，即其侧重点是围绕工程的建设而展开的。但是，国内外强震经验表明，现代化城市最易受到强震破坏。以我国为例，近30年间在我国大陆地区曾发生11次灾难性地震，其中9次虽在农村，但人员伤亡却远远小于城市

的2次地震，仅唐山地震就占90%以上，经济损失唐山地震占70%以上。因此随着社会发展，地震的严重灾难越来越趋向于大中城市。

工程地震和地震工程的科学技术水平可以保证单个工程项目具有足够的抗震安全度，但对城市这样一个复杂体系，关键的是要提高其综合抗震能力。美国、日本及一些多地震国家，对一些主要城市编制了详细的城市抗震防灾规划，在实践中显示了其很大的成功。鉴于1976年唐山大震的经验，我国抗震重点转移到城市，全国明确12个抗震防灾重点区，52个全国重点抗震城市，对其进行城市抗震防灾规划编制，作为其基础工作，随之而来是城市工程地震研究的开展。

第 1 章　震级和烈度

1.1 震　　级

1.1.1 震级的定义和种类

震级是地震大小或强度的一种量度标志，在地震学和工程地震学中有着广泛的应用。除历史地震外，通常由仪器的观测来确定震级的大小。由于所采用观测仪器和确定方法的不同，在地震学上就有不同的震级定义及其所对应的物理意义。在地震工程实践中，采用不同震级也会使包含震级在内的各种经验关系式的离散或在分析结果中出现不确定性。因此，对不同震级含义和其间关系的认识是很有必要的。表 1.1.1 列出在地震工程中经常见到的一些震级概念。

表 1.1.1　常用震级种类及其特点对比简表

种　类	确定方法	测定波能范围	资料来源
地方震级 M_L	由 Wood -Anderson 扭转地震仪，用两水平分量记录均值而定	最大周期为 0.1—3s，相应波长约 10km，适应于 2—6 级地震标度	Richter, 1935
面波震级 M_S	据在 15°—130°距离范围内地震用 20s 周期面波振幅确定 $M_S=1.13M_L-1.08$	周期为 20s，最大波长约 60—70km，适用于大于 4 而小于 8 级之间地震标度	Gutenberg-Richter 1936,1945
体波震级 M_B	由体波 P 和 S 的振幅与周期比值而确定 $M_S=1.59M_B-4$	周期为 0.5—12s，相应最大波长约 70km	Gutenberg, 1945
短周期体波震级 M_b	由全球短周期(1s)台网记录的垂直分量中 P 波到达后最初几秒中一个最大振幅来确定	周期为 1s 左右，最大波长约 10km，主要用于核爆监测	国际地震中心 1963,1964
矩震级 M_w	以地震矩 M_0 为基础而定义的震级，为克服震级饱和而提出 $M_w\approx\frac{2}{3}\lg M_0-10.7$	周期 10s—∞，最大波长∞	金森，1977

不同震级相互关系见图 1.1.1。

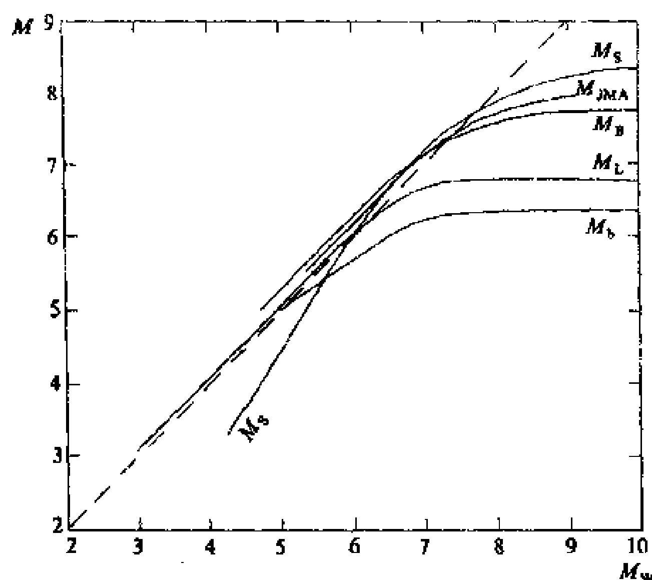


图 1.1.1　各震级(M)和矩震级(M_w)关系图（据 Borre 和 Joyner,1982）

M_L. 地方震级；M_S. 面波震级；M_b. 短周期体波震级；

M_B. 长周期体波震级；M_{JMA}. 日本气象厅所用震级

1.1.2　震级饱和与矩震级

1. 震级饱和

从上述在地震学和地震工程学中应用最广泛的几种震级概念中可以看出，不同震级代表了地震时在不同频域中地震辐射波能的大小，具体说，M_L 是代表 10—3Hz 频段地震波能；M_B 是代表了 0.1—2Hz 频段地震波能；而 M_S 则是代表 0.05Hz 频段地震波能。这三种主要震级代表地震时约 0.1—20s 周期范围地震的能量大小，对于大于 20s 的地震波能量就反映不出了。因此，确定上述震级的相应的地震仪也就无法测出地震发生时所辐射出的周期大于 20s 的地震波，这就出现了所谓"震级饱和现象"。也就是说，应用上述仪器和相应定义的震级只能反映一定频带范围内的地震，而在此范围以外，由于仪器性能限制，所确定的震级并不能反映实际地震的大小，即震级出现饱和。震级饱和导致如下现象：

(1) 地震震级-频度关系在大震级时，不是直线关系，特别是在 7.0 面波震级以后。

(2) 到目前为止，似乎尚未发生 Richter 震级为 9.0 的地震，这在破裂机制上是不好解释的震级限制。

(3) 地震破裂长度的增加，特别是在大于 80—100km 破裂地震，20s 面波地动位移并不明显地增加而趋于饱和。

(4) 近场地震记录表明，地震动峰值似乎不受震级大小的约束。

关于震级饱和可以从如下三个方面来理解：

1) 不同强度地震有不同的频谱特征（图 1.1.2），随着地震大小的增加，地震动频谱仪在低频时发生明显的变化。而一些地震仪，由于其频响特点而不是对所有频段有相同的

敏感度，以致所测定的震级所用的记录实际上仅仅反映了谱的某一个频带部分能量。

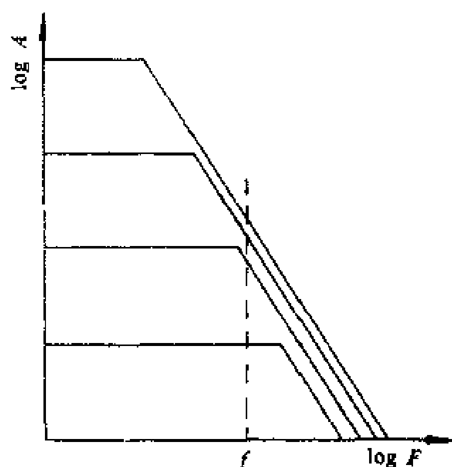


图1.1.2 震源谱示意图
A. 振幅；F. 频率

2) 对于一个大的地震，其破裂长度可达百余公里到几百公里，其能量释放并非瞬间，而是有一个过程。由于地震仪所在地点不同，也不是同时记录到地震破裂释放的能量，台站总是首先记录到距其最近的破裂点的地震波能。当总辐射能增加很快时，台站峰值振幅也许来不及增加或不增加，从而导致饱和现象。

3) 从震源机制的研究知道，对于一个较大的地震，能量释放是通过断层传播在时间和空间上的延续而实现的。短周期波（或P波）是由相继的瞬时破裂引起的。P波破裂是一系列破裂，其中每一个单个起始正好对应一次破裂。另一方面较长面波是震源运动的积分，表示了整个破裂现象的联合效应。20s周期面波，波长约50—80km，它对于断层长度显著大于此波长的震源运动的积分是不充分的。由于主运动移向更长的波，因此，当断层长度超过50—80km时，M_S可能发生饱和。

如何解决震级饱和现象呢？一是采用更长周期地震仪并定义新的面波震级，如采用100s地震仪面波震级表等（布龙与恩格，1969）。另一方面是采用矩震级M_w，即把地震矩和震级联系起来。应用地震矩和矩震级是合适的，因为，周期极长的地震波振幅（地震波谱的长周期极限）和地震矩密切相关(Hanks和Thatcher，1972)：

$$M_0 = 4\pi\rho\beta^3\Omega_0\Delta/0.85$$

式中，M_0为地震矩；ρ为岩石密度；β为介质剪切波速；Ω_0为地震位移振幅谱零频时振幅；Δ是震中距。

虽然地震矩只表示周期比震源过程时间（震源大小／剪切波速）长得多的地震大小，但可由地震记录精确地确定出来，而且还可以与断层的一些物理参数，如总滑动量等联系起来。地震矩M_0的优越性在于不存在饱和问题，因为它只涉及波谱的平坦部位。

2. 矩震级

为了解决震级饱和问题，Kanamori（1977）提出矩震级概念，把震级和地震矩联系起来。矩震级简要推导如下：

一个完全应力降地震的最小应变能为

$$W_0 = (\Delta\sigma/2\mu)M_0 \tag{1.1.1}$$

式中，$\Delta\sigma$为应力降；M_0为地震距；μ为介质剪切模量。

假定最终应力等于摩擦应力，则W_0等于辐射的地震能E_S，取式1.1.1两边的对数得

$$\lg W_0 = \lg M_0 + \lg(\Delta\sigma/2\mu) \tag{1.1.2}$$

Gutenberg－Richter (1956) 把地震辐射能E_S与面波震级之间的经验关系写为

$$\lg E_S = 1.5M_S + 11.8 \tag{1.1.3}$$

将上式代入 1.1.2，并用 M_w 代替 M_S 可得

$$\lg M_0 = 1.5M_w - \lg(\Delta\sigma / \mu) + 12.1 \tag{1.1.4}$$

或

$$M_w = \frac{2}{3}\{\lg M_0 + \lg(\Delta\sigma / \mu) - 12.1\} \tag{1.1.5}$$

这就是矩震级的定义，事实上，$\Delta\sigma / \mu \approx (1.0 \times 10^{-4})$，则式 1.1.5 可以简化为

$$M_w \approx \frac{2}{3}\{\lg M_0 - 16.1\} \cong \frac{2}{3}\lg M_0 - 10.7 \tag{1.1.6}$$

Singn 和 Harskov(1980)的研究结论是：

$M_w \approx M_S$，最大破裂长度 < 100km 的板缘地震；$M_w = M_S - 0.27$，板内地震；$M_w = M_S - 0.16$，所有地震。

有关 M_L、M_S、M_b、M_B 等和 M_w 标度的经验关系见图 1.1.1。从图中可以看出，对于 5.5—8 级地震，$M_w \approx M_S$；$M < 6.5$ 时，$M_w \approx M_L$；$M < 5$ 时，$M_w \approx M_b$。

由于矩震级有其特殊的优点，世界上大部分仪器记录的地震都可换算成矩震级。对于沿用已久的历史地震，也可以通过拟合观测震级与矩震级的关系，寻求其参量函数而换算出相应的矩震级。

1.1.3 震级-频度关系

震级-频度关系，也叫震级发生率或重复率公式，首先由 Gutenberg 和 Richter (1944) 提出，其一般关系为

$$\lg N = a - bM \tag{1.1.7}$$

式中，a,b 为常数；N 是震级为 $M \pm \Delta M / 2$ 的地震次数。对于这一频度，有很多相应的名称，如单一频度、简单频度、标准频度、增量频度、积分频度、区间频度和非积累频度等。累积频度 $\sum N$ 是震级 $\geqslant M$ 的地震数总和，可由式 1.1.7 导出，但要考虑下述两点：

(1) 当我们用有限的震级步长 ΔM 时，$\sum N$ 总是方程 1.1.7 的求和（而非积分）。

(2) 对式 1.1.7 必须确定一个震级上限。观测表明，式 1.1.7 不是在所有情况下成立的，特别是用此关系式外推低震级和高震级时，就会出现偏离现象，大部分是过高估计大震级的再现率。另外，式 1.1.7 的主要特点是不存在变量 M 的上限，这一点没有资料加以证实。相反，有资料表明总是存在着可能的震级上限，因为对于一个地区来说，震级上限可能反映了震源断层破裂尺度(长度、面积或体积)，无限大的震级意味着无限大的能量，从地球物理的概念来看，这是不可能出现的情况。

虽然，在研究中提出过许多诸如双折线、二阶多项式、高阶多项式等，以改善上述关系，但在工程实用上，采用截断的线性关系式，作为震源区内地震重复律估计的基础较为合理。从物理上讲，在给定的体积内，必然存在最小 M_{min} 和最大可能震级 M_{max} 截断。因为，在具有一定物理性质并处于一定的应力分布状况下的给定体积的介质中，有一个最大可能地震的极限值 M_{max}。在 $N(M)$ 的另一端，由于受到观测系统仪器灵敏度限制而缺乏观测数据，或因为物理原因（压力、均匀性、强度）不能发生更微弱的地震，也需要截

断。例如，Conell (1973) 截断的线性震级-频度关系为

$$\lg N(M)=\begin{cases}a & M<M_0\\ a-b(M-M_0) & M_0\leqslant M\leqslant M_1\\ 0 & M>M_1\end{cases}$$

常用来估计地震再现率。式中，M_0 为震级低界；M_1 为震级上界。

在式 1.1.7 中，a 值是地震活动性度量，理论上是震级等于零时的 $\lg N$ 值，其大小取决于地区和时段。而 b 值是大小地震相对比例的度量。a,b 系数可用最小二乘法计算，但近年来很多作者偏向于用最大似然法或混用这两种方法获得。

根据式 1.1.7 震级-频度关系式，该式也可写成

$$N=f(M)=10^{a-bM} \tag{1.1.8}$$

震级大于和等于M的年平均地震数$\dot{N}$为：

$$\dot{N}=\int_{M}^{M_1}N\mathrm{d}M=\frac{1}{b}10^{a}(10^{-bM}-10^{-bM_1}) \tag{1.1.9}$$

若M_1无限制，为∞，则上式得震级不小于M的年平均次数为：

$$\dot{N}=b\cdot 10^{a-bM}=10^{a'-bM} \tag{1.1.10}$$

$$a'=a-\lg b$$

有时上式写成

$$N=\exp(\alpha-\beta M) \tag{1.1.11}$$

式中，$\alpha=(a-\lg b)/\lg e$；$\beta=b/\lg e$

若取震级下限为 M_0，则每年总地震数为

$$N_z=\exp(\alpha-\beta M_0)$$

震级大于或等于M的概率为

$$1-F(M)=N/N_z=\exp(\alpha-\beta M)/\exp(\alpha-\beta M_0)=\exp[-\beta(M-M_0)] \tag{1.1.12}$$

而震级不大于M的地震发生概率为

$$F(M)=1-\exp[-\beta(M-M_0)] \tag{1.1.13}$$

此式即为M的累积概率函数，M的概率密度分布函数则为

$$f(M)=\{1-\exp\beta[-\beta(M-M_0)]\} \tag{1.1.14}$$

根据工程应用，康奈尔 (Cornell) 和温马克 (Vanmarcke，1969) 建议采用如下修正公式：

$$\begin{aligned}F(M)&=\{1-\exp[-\beta(M-M_0)]\}/\{1-\exp[-\beta(M_1-M_0)]\}\\&=K_1\{1-\exp[-\beta(M-M_0)]\}\end{aligned} \tag{1.1.15}$$

$$K_1=\{1-\exp[-\beta(M_1-M_0)]\}^{-1}$$

式中，其概率密度函数为

$$f(M)=K_1\beta\exp[-\beta(M-M_0)] \tag{1.1.16}$$

若不考虑震级上限，即 $M_1 \to \infty$时，则 $K_1 \to 1$，上式变为

$$F(M) = 1 - \exp[-\beta(M - M_0)]$$
$$f(M) = \beta\exp[-\beta(M - M_0)] \tag{1.1.17}$$

与前面公式完全相同。

1.1.4 最大可信震级和上限震级

就全球范围而言，目前记录到的最大 M_S 震级为 8.9 级，即最大震级小于 9。当然，考虑到震级饱和或矩震级的概念，震级标度可能不限于 9。但是，无论从释放能量或断层破裂长度来考虑，地震也不可能无限制地增大，一定有个上限，这就是所谓震级上限。这一震级上限是从地震地质背景上考虑，也就是说，从物理意义上讲，不能发生大于这一界限的地震。应该说，对于任何地区都存在这一界限，但对于不同地区、不同地震带或潜在震源，其震级上限是不会完全相同的。

在工程地震危险性评定和地震危险性分析中，在采用 Gutenberg-Richter 的震级-频度关系时，一般也规定一个震级上限（即有条件地使用或截断地使用这一关系），或者说，对该地震再现关系给于截断评定。对一个地区或一个地震带来说，大于上述截断震级的地震发生的概率为零，即不发生。

地质上的震级上限和截断的震级是什么关系，直到目前还没有见到明确的说明，但从众多的应用实践来看，两者还是相近的，或者说，截断的震级等于或小于地质上的震级上限。

Seed (1982)从工程使用上给“最大可信震级”赋入明确的工程含义，最大可信地震是“指结构所处的构造环境可能发生的最大理论上可以想象的事件”，在某些地区，这种地震可能有几百年的重复间隔期，而在另一些地区，则可能有几万年的间隔期。有几万年的间隔期的地震对在诸如位于上述背景上的居住区、核电站、大型水坝等的建设中，该地震应被选择为最大可信地震。但几千年间隔期的地震，通常被作为一个地区最大可信地震的基础(Seed，1982)。最大可信地震较前述的震级上限更具工程意义，其属设计或设防地震概念范畴。但在实际应用中，特别在地震危险性分析中，上述概念的应用也是因人因地而异的，考虑到目前我们对地震重复间隔及其上限震级的认识水平，在确定一个地区某个潜在震源的地震上限时，应从地震、地质和工程应用等方面综合考虑。

1.1.5 特征震级

特征地震首先由 Schwartz 等人(1981)根据 Wasatch 和圣安德烈斯断层地震研究和地震活动资料的研究对比时提出的。他们发现，沿断层某些相同地段，重复出现的古地震伴随有相似的位移量，这种位移量大小与地震强烈程度上的一致性，反映了地震矩和地震尺度上的一致性。而近代仪器记录地震震中分布都有较高的 b 值（图 1.1.3）。因此，认为本质上断层有产生相同大小地震的倾向，这些地震震级有接近于最大震级的相对窄的震级范围。对于一个单独的断层或断层段，地震的重复关系可由图 1.1.4 的三段来描述，即当震级大于 M'时显示低 b 值，而小震级（$M<M'$）时显示高的 b 值，地质上较大地震由图中方块来反映。当然，断层上有产生相同大小地震的概念，在以往的研究中，也已提出过。

Allen（1968）假定圣安德烈斯断层的历史行为也许代表了断层的长期行为，将来大地震将在过去已发生的地方再现。Wallace（1970）的地震再现间隔也是假定在过去的地震中产生的滑移总量将会再发生，当除以断层的滑移速率时，就给出这些相同地震的平均再现周期。Aki（1984）指出，特征地震是速过断层障碍破裂的循环而显示其持久性的结果。

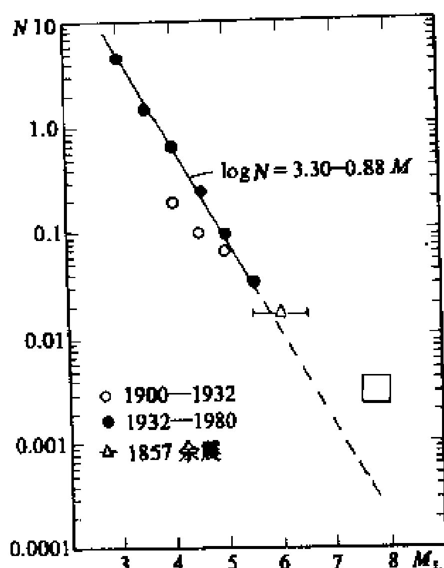


图 1.1.3 圣安德烈斯断层中南段累积震级(M_L)-频度($\dot{N}$)关系图（1900—1980）
$\dot{N}$表示>M 累积地震数／年
（据 Schwartz, 1981）

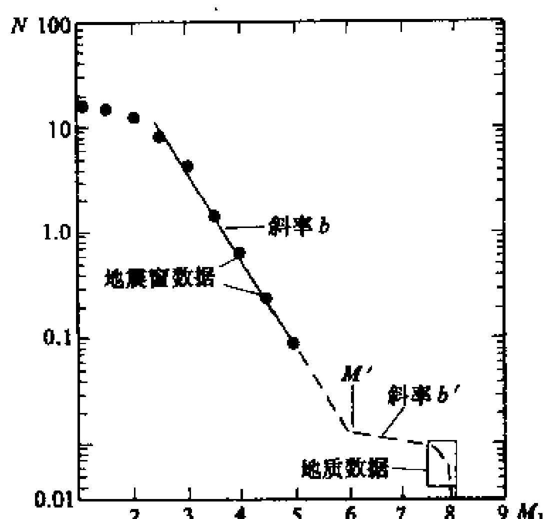


图 1.1.4 单个断层或断层段累积震级(M_L)-频度($\dot{N}$)关系图
（据 Schwartz, 1981）

因为应用现有地震资料、采用一般的震级-频度线性关系来估计地震再现率时，往往会导致低估大震的危险性，同时高估中等地震的频度。因此，针对特征震级特点，可以引入特征震级的模式，而不是保持不变的 b 值。特征震级模式特点是，对小于等于 m'时由指数震级分布所组成，但其上限为 m'，在此震级以上，有一个特征震级 m_C，它均一地分布在 $m_u-\Delta m_C$ 到 m_u 范围，其速率密度为$\dot{n}(m_C)$。应用此密度函数，得地震矩率：

$$\mu A_0 S_R = \frac{b[\dot{N}(m_1) - \dot{N}(m_C)]\exp[-\beta(m' - m_1)]M'_0}{(c-b)\{1-\exp[-\beta(m'-m_1)]\}} + \frac{\dot{N}(m_C)M_0^u(1-10^{-c\Delta m_C})}{c\ln(10)\Delta m_C} \tag{1.1.18}$$

式中，$\dot{N}(m_C)$ 是特征地震 $[\dot{N}(m_C)=\dot{n}(m_C)\Delta m_C]$ 的累积速率；$\dot{N}(m_1)$ 是表示震级大于 m_1 地震再现率。为了应用上式，6 个参数$\dot{N}(m_1)$、b、m'、m_u、Δm_C 和$\dot{N}(m_C)$ 中的五个及滑动速率需要确定，实际能估计出的参数仅仅为 S_R 和 b，为此，有必要作如下假定：

(1) Δm_C 等于$\frac{1}{2}$震级；

(2) $m' = m_u - \Delta m_C$；

(3) $\dot{n}(m_C) \approx \dot{n}(m'-1)$。

根据上述假定，上式变为

$$\mu A_0 S_R = \frac{[\dot{N}(m_1) - \dot{N}(m_C)]\exp[-\beta(m_u - m_1 - \frac{1}{2})]M_0^u}{\{1 - \exp[-\beta(m_u - m_1 - \frac{1}{2})]\}} \cdot \left[\frac{b10^{-c/2}}{c-b} + \frac{b\exp(\beta)(1-10^{c/2})}{c}\right] \tag{1.1.19}$$

和

$$\dot{N}(m_C) = \frac{b\ln(10)[\dot{N}(m_1) - \dot{N}(m_C)]\exp[-\beta(m_u - m_1 - \frac{3}{2})]}{2\{1 - \exp[-\beta(m_u - m_1 - \frac{1}{2})]\}} \tag{1.1.20}$$

式中，$\dot{N}(m_1) - \dot{N}(m_C)$项代表了以上特征大震指数分布的发生率。

当然，特征震级确定的基础是断裂带古地震的研究，在很多情况下，也许不存在获得单个断层的古地震资料的可能，在这种情况下，应用包括有特征震级在内足够长的地震记录也许是可以确定特征震级的。

1.1.6 震级与破裂尺度关系

从工程地震的角度来看，研究震级和破裂尺度之间的关系之目的有三：第一，由断层尺度来估计最大可信地震或震级上限；第二，应用断层尺度和震级之间的关系，在进行地震危险性分析时，作为估价潜在震源特征的参数；第三，根据已知的震级，初步估计工程场地地震断错大小。一般把震源破裂尺度视为震源尺度，在工程应用中，较多的是把破裂长度、破裂面积、断层位移等用来相对地表示破裂尺度的大小。

1. 震级和破裂尺度的理论关系

Kanamori 和 Anderson（1975）根据 $M > 6.0$ 的地震资料，应用简化的破裂和动力位错模式，讨论了震级和破裂长度 L 或面积 S 之间的理论关系，震源破裂时间 L/V（V 表示破裂传播速度）和上升时间 τ 直接影响上述关系，大致分成四种情况。

(1) $M_S \sim \lg L^2$，$\tau < 20/\pi$ 和$(L/V) > (20/\pi)$；

(2) $M_S \sim \lg L^2$，$\tau > 20/\pi$ 和$(L/V) < (20/\pi)$；

(3) $M_S \sim \lg L$，$\tau > (20/\pi)$和$(L/V) > (20/\pi)$；

(4) $M_S \sim \lg L^3$，$\tau < (20/\pi)$和$(L/V) < (20/\pi)$。

对大部分的地震而言，M_S 似乎和 $\lg L^2$ 成比例。

应用断层模式，同样也可建立震级和断层面积之间的理论期望关系，应用 Orowan 断层模式（最终应力 σ_2 等于摩擦应力 σ_f）和圆位错理论，导出板缘和板内地震震级和断层面积之间的关系：

$$M = \lg A + 3.99 \qquad \text{（板缘）}$$
$$M = \lg A + 4.53 \qquad \text{（板内）}$$

式中，A 单位为 km^2，写成通用形式

$$M = a + b\lg A$$

应用这一形式，对实际观测资料进行最小二乘回归分析，Wyss（1979）发现，固定斜率 $b=1.0$ 时，$a=4.15$；$b=0.93$ 时，$a=4.38$。Utsu 和 Seki（1954），Utsu（1969），Batu 和 Duda（1964）等人的结果分别是 $b=0.98$，1.0 和 0.83。

据 $L=2W$ 的动力断层模型，Geller（1976）得出 M_S 和 A 的关系式为：

$$M_S = 1.5\lg A + 3.42 \qquad M_S < 6.76$$
$$M_S = \lg A + 4.53 \qquad 6.76 \leqslant M_S < 8.12$$
$$M_S = 0.5\lg A + 6.33 \qquad 8.12 \leqslant M_S < 8.22$$
$$M_S = 8.22 \qquad A > 6080\text{km}^2$$

上式说明，当 A 大于 6080km^2 时，M_S 将会饱和。

2. 震级和破裂尺度的经验关系

在大部分情况下，震级和破裂尺度之间的经验关系都是通过观测资料进行回归分析得到的。最早由 Tocher(1958) 根据美国加州和内华达 10 个地震断裂资料，通过 M 和 L 之间回归分析而得到的经验关系为：

$$M = 5.65 + 0.98\lg L$$

自此以后，Iida (1959)、Ambraseys 和 Zloper (1968)、Housner (1969)、松田时彦(1969)、Bonilla 和 Buchaman (1970)、Mark 和 Bonilla(1977)、Slemmons(1977)等人先后进行了这方面的研究，他们的结果也被广泛的应用于地震工程中。郭增建和秦保燕(1965)、蒋溥和高维安(1976)、Jiang 和 Dai(1980)、陈达生(1984)也先后进行了这方面的研究。

应用震级和断层长度建立经验的回归关系，并由此来预测有关参数，可能会导致如下两个问题：

(1)对于由地震地表断裂资料和相应的震级建立起来的经验关系，并由此关系用于地震危险性分析时，由于地表远小于震源地方断裂，所以可能会高估大震的危险性。事实上，由地表地震断裂长度和震级建立起来的经验关系，只能作为工程场地地表出现断错可能性的估计。

(2)从理论上讲，震级和破裂长度之间物理关系并不密切（见前述）。因而对于不同地区，各曲线之间的关系似乎很乱（图 1.1.5)。而用破裂面积作为回归因子与震级进行回归分析，差别更能有规律地反映出来（图 1.1.6)。

我们根据 1966 年 3 月 8 日邢台地震后 18 个 $M>6.0$ 地震的余震范围，并考虑其余震分布，作为震源破裂尺度，进行震级和震源破裂尺度的回规分析，其结果是：

1) 震级和震源破裂尺度之间的关系

$$\lg L = 0.562318M - 2.25022 \tag{1.1.21}$$
$$\sigma = 0.1662, \quad R = 0.86$$

这一结果和陈达生 1985 年根据地表破裂与震级的回归结果相比较（见图 1.1.5），两者的斜率近于相同，但系数 a 不同，反映两者的系统差别，主要来自于对断裂尺度的估计。作者估计的是震源的断裂长度，而后者是地震后地表出现的断裂长度，这两者显然是不同的。从工程角度上来看，震源区断裂长度 L 和震级 M 之间的关系，适用于地震危险性分析和最大震级的估计，而由震级估计工程场地地震位错的危险性，则用地表地震断层和震级建立相应的关系比较合适。

2) 震级和震源破裂面积之间的关系

$$\lg A = 1.0819M - 4.52238 \quad \text{（矩形面积）} \tag{1.1.22}$$

$$\sigma = 0.30052, \quad R = 0.869012$$

$$\lg A = 1.08192M - 4.62727 \quad \text{（椭圆形面积）} \tag{1.1.23}$$

$$\sigma = 0.304032, \quad R = 0.869031$$

$$\lg A = 1.08492M - 4.82357 \quad \text{（余震宽度一半作为破裂深度）} \tag{1.1.24}$$

$$\sigma = 0.304034, \quad R = 0.869029$$

上述几个经验公式的期望曲线画于图 1.1.6，从图可见，作者所得结果和理论结果相近。

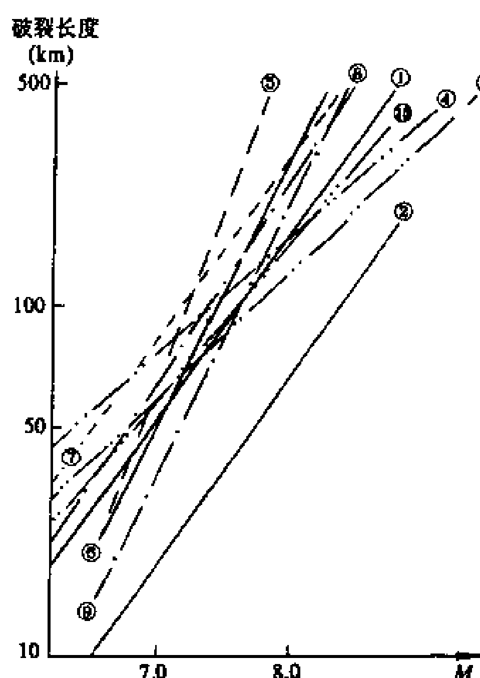


图 1.1.5 世界各地区震级(M)和破裂长度(L)之间的经验关系

① 中国(蒋溥，1987)；② 中国(陈达生，1984)；③ 南美；④ 千岛-勘察加；⑤ 土耳其；⑥ 日本；⑦ 菲律宾；⑧ 阿拉斯加；⑨ 美国；⑩ 中国(郭增建和秦保燕，1965)

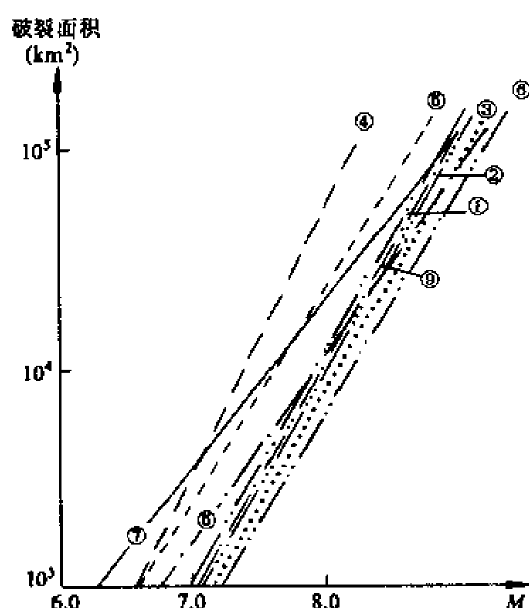


图 1.1.6 震级(M)和震源破裂面积(余震)关系

①、②、③中国(蒋溥，1987)；④菲律宾；⑤阿拉斯加；⑥美国(Wyss，1979)；⑦千岛-勘察加；⑧南美；⑨ 日本

1.2 地震烈度

1.2.1 地震烈度概念和地震烈度表

地震烈度是指某一地区地面和多类建筑物遭受一次地震影响的强烈程度。因此，“地震烈度数是地震时一定地点的地面震动强烈程度的尺度；是指该地点范围内平均水平而言”（刘恢先，1980）。

地震烈度的评定，在低烈度时以人的感觉和器皿的移动为准，而在高烈度时一般以建筑物的破坏程度和地面破坏效应等定性指标加以确定。地震烈度的等级划分和强烈程度的评定标准(标度)，一般制成相应的烈度表。世界大部分国家都采用 12 度烈度表，日本则采用 7 度烈度数表。各国烈度表虽有差异，但有一个大致相应关系。从世界范围看，除日本而外，12 度烈度表有最为广泛的应用。日本 JMA 烈度表和 MM 烈度表之间等级划分大致存在如下关系(冈本舜三，1984):

$$I_{\mathrm{MM}} = 0.5 + 1.5 I_{\mathrm{JMA}}$$

1.2.2 烈度的物理指标赋值

从抗震角度，一次地震引起的烈度大小，在平均意义或趋势性上反映了地震作用的大小，这也就是烈度能作为工程抗震设防标准的基础。因此，基于强震观测和烈度对比研究，在许多地震烈度表中都赋于相应的物理指标，使以宏观描述为主的烈度表和工程抗震设防参数直观相联系。图 1.2.1 是目前较为常见的烈度表的物理指标赋值，从图中可见，不同作者在不同时间所制定的烈度表，虽然在划分上(除日本Ⅶ度分级外)无甚差别，但对同一烈度所赋物理指标值是很不相同的。原因是烈度可能包含了许多独立参数作用，单一指标和烈度之间离散性是不可避免的。随着资料增加，由于特殊因子作用，这些离散可能会增加。但是，从趋势性上看，随烈度的增加，所赋物理指标似乎亦有趋势性的增加，这样，烈度表中赋于一定的参考物理指标，并给出一定的变化范围值，在目前还不失其价值。

1.2.3 工程上常遇的烈度概念

烈度在工程上的意义主要是作为设防的标准。因此在工程上，常常遇到下列一些烈度概念。

1. 基本烈度

在一定时期内，一个地区可能遭遇到的最大地震烈度被称为该地区基本烈度。中国地震烈度区划工作报告(1981)规定，100 年内在一般场地条件（标准Ⅱ类土）、一般地形、地貌、构造及水文地质条件下可能遭受到的最大烈度作为基本烈度。中国地震烈度区划图（1990）使用规定中说明，本地震烈度区划图上所表示的烈度值，系指 50 年期限内，一般场地条件下，可能遇超越概率为 10%的烈度值。该烈度值称为地震基本烈度。

2. 设防烈度

设防烈度是一个地区的、经过有关部门批准的设防依据。TJ11-78 和 GBJ11-89 规范一般按地震区划图中的基本烈度采用。对于一个地区，各类建筑物的设防烈度相同。

事实上，烈度作为工程的设防标准，考虑到一个地区地震烈度出现的概率水准不同，为了安全和经济，GBJ11-89 规范从达到“小震不坏，设防烈度可修，大震不倒”目标，在设防方面提出如下三个水准的烈度概念：

(1) 常(多)遇烈度。结构在此类烈度作用下处于小震不坏的弹性阶段。一般以 50 年超越概率 63%水准的烈度作为设防标准，一般比设防烈度约低一度半。

名称	年代	地震烈度定量指标(除注明外，均为加速度 cm／s²)
		0.1　1　10　100　1000
霍尔登	1988	2　4　6　8　11　15　30　50　120 I　II　III　IV　V　VI　VII　VIII　IX
大森房吉	1900	I　II　III　IV　V　VI　VII
坎卡尼	1904	0.25　0.5　1　2.5　5　10　25　50　100　250　500　1000 I　II　III　IV　V　VI　VII　VIII　IX　X　XI　XII
日本气象厅	1949	0.8　2.5　8　25　80　250　400 0　I　II　III　IV　V　VI　VII
默德韦杰夫	1952	单摆 T=0.25s 阻尼比=0.08　0.5　1　2　4　8　16　32mm(位移) V　VI　VII　VIII　IX　X
MSK	1964	T=0.1–0.5s　加速度(cm／s²)　12　25　50　100　200　400　800 T=0.5–2.0s　速度(cm／s)　1　2　4　8　16　32　64 T=0.25s 阻尼比=0.08 位移(mm)　0.5　1　2　4　8　16　32 V　VI　VII　VIII　IX　X
中国	1980	V　VI　VII　VIII　IX　X 加速度(cm／s²)　22　45　90　178　354　708　1414 速度(cm／s)　2　5　10　19　36　72　141

图 1.2.1　主要烈度表赋值图

(2) 基本烈度。结构在此烈度作用下处于弹塑性阶段。一般以 50 年超越概率 10%—13%遭遇烈度作为设防标准。

(3) 罕遇烈度。结构在此烈度的作用下处于大震不倒的弹塑性阶段。一般以 50 年超越概率 2%—5%罕遇烈度作为设防标准。一般比设防烈度高一度弱。

3. 设计烈度

设计烈度是对一个具体建筑物而言，根据建筑物重要性的不同而提高或降低基本烈度。例如，对于重要的结构，在水工抗震规范中对设计烈度的规定是，对于 I 级挡水建筑物，应据其重要性和遭受震害的危害性，可在其基本烈度上提高一度(SD10-78)。

1.2.4 烈度在工程抗震中的作用

目前，在许多国家，尤其是在我国，由于烈度概念的久远历史和使用简单等优点，烈度不仅作为地震宏观破坏或地震动强弱的量度，而且也作为抗震设防的标准。例如，我国就是以基本烈度大于和等于Ⅵ度的地区作为考虑抗震设防地区（GBJ11-89）。因此，烈度在工程界有较为广泛的使用。具体来说，烈度在工程抗震中的作用是作为下列两方面基础而体现的。

(1) 作为抗震验算的基础。其中包括地基基础抗震验算和结构的抗震验算。在不同地震烈度条件下，规定抗震验算范围、验算方法、方式、验算要求和地震作用取值。

(2) 作为地基基础和结构抗震措施施行的基础。前者如在不同烈度条件液化差别、液化等级及抗液化措施等规定；后者反映在不同类型建筑和构筑物在不同烈度条件下需采用的相应抗震措施等。

地震烈度及其评定标准最初是为适应地震学家从宏观上评定已发生的地震所造成的破坏大小而制定的，地震学家可以根据该次地震烈度大小及分布特点确定出相应的宏观地震参数和震级。因此，直到目前为止，烈度还是以地震动宏观现象，如地表破坏、建筑物的破坏、器物反应和人的感觉等作用后果为标准的。烈度所度量的震害程度，实际上是反映了一个相当范围内许多结构的平均破坏程度。因此，这些建筑物的震害经验和近代抗震设计的要求还存在一定差距。由于宏观烈度的标准及其划分难以用物理含义明确和相对唯一指标，这也形成了烈度定性指标和抗震设计的定量要求之间的矛盾。这些差距和矛盾需在实践中逐步加以解决。

1.2.5 宏观烈度的地质效应

1. 烈度的构造效应

据我国历次大震的宏观经验，烈度的构造效应主要反映在下列诸方面：

(1) 区域性活动断裂和活动构造控制了等烈度线的总体形状，即等烈度的长轴延伸方向多半和区域活动构造方向相一致。其主要原因是：一方面许多发震构造多半和一个地区区域活动构造相一致，并在一定程度上控制了震源破裂和破裂传播方向，从而限制了地震能释放带的范围，控制了极震区的破坏范围和分布形状。因此，在一般情况下，极震区的烈度分布方向和范围，大致也反映了该次地震的破裂方向和震源的破裂范围（或震源体范围）。另一方面，区域岩体的不均一性，往往受到区域活动断裂或活动构造的控制和影响。因此，地震能量的传播和衰减，也往往在不同程度上受到这一条件的制约。例如，我国东部地区，烈度的总体分布是以北北东向和北东向为主；而西部地区多以北西或北西西向分布；而在南北地震带，又以近南北向占主导地位等等。这些无不反映了不同区域的活动构造条件的影响。烈度衰减的椭圆模式，其宏观依据即源于此。当然，区域活动构造和发震构造一致时，可出现上述一致的情况；而在另外一些情况区域活动构造和发震构造并不完全一致，在这种情况下，它们共同控制着等烈度分布和延伸方向。云南通海地震(1970)和四川炉霍地震(1973)是两者一致的典型实例；而辽宁海城地震(1975)是两者不完全一致的结果，因而，极震区有两组共轭方向。从我国历次地震等烈度线形状来看，一致并有明显方向性的约占60%以上。

(2)直接处于发震断层或新的地震断层上的各类建筑物，其震害相应增加，烈度和震害指数普遍升高。在地震断层延伸的方向上，烈度和震害指数亦有增高趋势。例如，1975年辽宁海城地震孤山公社的烈度比其它地区高0.5—1.0度。

(3)发震断层的破裂传播方向和方式也控制了极震区的烈度分布特点。震源破裂时能量辐射的方向性增强了破裂方向上地震能量传播效应，因而，表现出宏观烈度的增高。宏观烈度的不对称、哑铃状和非同心圆状等分布图案，大多数受到这一效应的影响。

2. 烈度的地形地貌效应

地形地貌条件对烈度的影响在许多宏观地震调查中都有所反映。因此，对于条带状突出山嘴、高耸的山丘、非岩质陡坡等地段，都列为不利的场地地段。宏观烈度的地形地貌效应，概括起来表现为：

(1) 孤突地形、山丘、山梁等的烈度和震害普遍高于规则地形地貌区的震害和烈度。据1970年云南通海地震67个居民点的震害调查资料，特殊地貌条件下的震害都高于同类地基条件下地貌上一般的平均震害。一般在30—50m地形高差时，震害差别开始出现。在一定的高度内，震害和烈度随地形高差的增加而增加，但在地形高差大于80—100m时，差别反而不显。局部地形的影响往往和岩石性质有关，一般岩性越软，其效应越明显。

(2) 同一阶地前缘、边缘的震害一般大于阶地地面和后缘；狭长山梁的前缘、端部也较之中部、鞍部和后缘为重。

(3) 在斜坡的场地上，陡坡的震害往往高于缓坡；狭长坡的震害往往也较开阔山坡的震害为重。据1976年内蒙和林格尔地震调查，其间破坏百分比或震害指标平均相差可达50%—100%(蒋溥等，1990)。

(4) 宏观地貌特征控制了松散沉积物的发育和分布。因而，在不同地貌单元部位显示了不同的震害特点。例如1976年唐山7.8级地震在北京引起的几个异常区，绝大部分分布在北京冲洪积平原冲洪积扇的边缘沉积区（蒋溥等，1976)。玉田低烈度异常区分布于古冲积物发育、岩性以结构致密、稳定性高、强度高的砂、砾石等粗碎物组成的地区，而洪积扇之间的洼地亦显示了相对严重的震害（田启文等，1981)。

3. 烈度的土质效应

场地土质条件对震害及烈度的影响，相对来说是研究得较多、较深且资料也相对丰富。土质条件对宏观烈度的影响主要表现在土的类型和厚度上。

(1)平均来说，不同土石类型对烈度的影响是：稳定岩石地区的烈度普遍小于软弱的土层分布区。因此，在基岩分布区，宏观烈度衰减也比较快，而在松散地层分布区，其衰减相对较慢。这一基本特点和事实也是过去场地烈度调整的基础。

(2)土质类型对平均震害有明显的影响，1966年邢台地震时，对百尺、王口、新河区、北圈里和莲子镇等震害异常区研究，得到不同土体类型的震害效应如表1.2.1（蒋溥等，1987)。

(3)覆盖土层厚度对宏观烈度（或震害指数）的影响。以唐山地震为例，其特点是：对于单层平房，一般在15—20m层厚度情况下，随土层厚度增加而增加。超过此厚度时，其影响似乎不甚明显。对于2—5层楼房，其情况却很不相同，土层的厚度影响范围可达40—50m。在此厚度以上，其影响很不明显。

根据以上烈度或震害的土质效应的情况，一方面要考虑到不同土石类型和厚度对震害和烈度的影响；另一方面，也要考虑到不同的结构特点所处的土质环境。从两个方面考虑烈度的土质效应，将会得到较为全面的结论和认识。

表 1.2.1　不同土质类型的震害效应

类号	土质类型	主要岩性	成　因	地面运动特点	震害程度	实　例
a	粘性土类	亚粘土、亚砂土、粘土，厚度大，致密含姜石，少含水	冲积 洪积	加速度小，周期短	一般	四芝兰等地
b	人工填土	无结构，含砾石、瓦片，多孔隙	人工堆积	加速度为 a 类的 1—1.5 倍，周期短	重	百尺口兽医站
c	砂层	中细砂层夹薄层土，具层理，沉积韵律清晰	河床或滨河床相，漫滩相	加速度大约为 a 类的 1.5—2 倍	重	王口等地
d	淤泥类土	淤泥、淤泥质粘土、淤泥质粉细砂层等，多孔隙，含水生动物遗体，有大量有机质，呈糊状、软塑状	湖沼	加速度为 a 类的 2—5 倍，周期长	严重	北侯家庄、南侯家庄、莲子镇等

1.2.6　震中烈度-震级经验关系

前已论述，震级是地震大小的尺度，而烈度则是反映一次地震在某一地区的破坏强度或地震强烈程度。一次地震引起破坏的最高烈度都集中在震中地区，即地震震源垂直至地面范围，震中区亦称极震区，这一地区的烈度称为震中烈度(I_0)，它是一次地震的最高烈度。震中烈度大小主要受到震级和震源深度的影响。一般来说，震级越大，震中烈度越高，但在震级相同的情况下，震源深度越深，则震中烈度也将相应降低。根据 1951 年以来 $M>5.2$ 级并有震源深度的 51 个地震震中烈度资料，作成的震级 M_S、震中烈度 I_0 和震源深度 h 的关系图(图 1.2.2)，大致反映了前述的基本趋势和特点。

应用图 1.2.2 资料进行震级 M_S、震中烈度 I_0 和震源深度 h 的回归分析，得到经验关系为：

$$I_0 = 1.60506 + 1.38136M_S - 0.742272\ln(h + 10)$$

对于上述经验关系式，表 1.2.2 给出具体结果。平均来说，震源深度每增加 10km，则在 M_S 不变的情况下震中烈度 I_0 降低约 0.2 度左右。当其深度 h 取 20km 时，震级 M_S 和震中烈度平均值关系如表 1.2.3 所列。

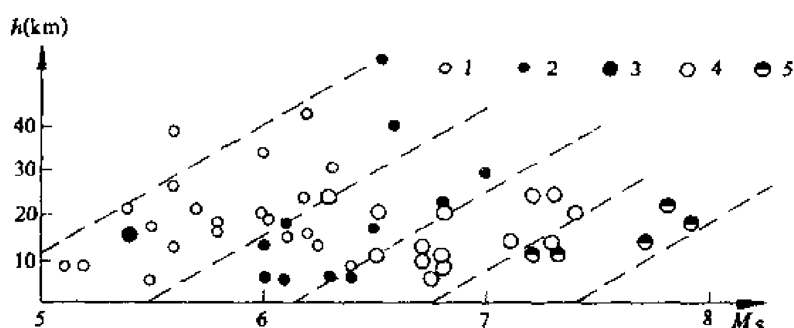


图 1.2.2　震级(M_S)、震中烈度(I_0)、震源深度(h)关系图

震中烈度划分：1.Ⅶ度；2.Ⅷ度；3.Ⅸ度；4.Ⅹ度；5.Ⅺ度

表 1.2.2　震中烈度与震级、震源深度关系*

$I_0 = 1.60506 + 1.38136M_S - 0.742272\ln(h+10)$

h(km) \ I_0 \ M_S	5	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5
0	6.8	7.5	8.2	8.9	9.6	10.3	10.9	11.6
5	6.5	7.2	7.9	8.6	9.3	10	10.6	11.3
10	6.3	7.0	7.7	8.4	9.1	9.7	10.4	11.1
15	6.1	6.8	7.5	8.2	8.9	9.6	10.3	11.0
20	6.0	6.7	7.4	8.1	8.7	9.4	10.1	10.8

*　$Q = 11.3053$；$\sigma = 0.512752$；$R = 0.891272$。

表 1.2.3　M_S 和 I_0 关系表($h = 20$km)

M_S	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	7.75	8.0	8.25	8.5
I_0	4.606	5.296	5.986	6.677	7.368	8.656	8.749	9.44	9.785	10.13	10.476	10.821

1.2.7　烈度复核

当对某一地区或某一工程场地原先确定的烈度有疑义，或者由于特殊的需要，提出重新进行该地区或工程场地进行地震烈度鉴定，称之为烈度复核。烈度复核可以是对基本烈度的复核，也可以是对设防或设计烈度的复核。

一般在下列情况下应考虑烈度复核：

(1) 对设防标准高于中国地震烈度区划图(1990)的特殊工程、重大工程、可能产生严重次生灾害工程及生命线工程、关键工程、能源化工基地工程等的建筑场地；

(2) 对两烈度等值线交界地区，由于烈度区划图件比例尺太小需要准确确定时；

(3) 对高烈度区，特别是Ⅷ度以上地区，希望通过大比例尺详细研究，寻找相对稳定的、地震烈度有可能降低的地区和地点；

(4) 由于地震地质研究工作深入和人们认识上的深化，对一些地区地震地质环境和原先基本烈度评定有争议或有新的认识，而对工程有较大影响，或有必要进行烈度复核的地

区；

(5) 地震研究程度和资料详细程度较差的边远地区新建工程场地；

(6) 占地较大、工程地震环境复杂、需详细进行设防区划的大城市、大型厂矿企业、新建设开发区；

(7) 其他特殊需要或规定者。

相对而言，烈度复核较之一般基本烈度鉴定，无论在工作研究内容上还是研究深度上，都要求有较多的突破，尤其是其结果和原定的基本烈度不一致时，它不仅要求对原有工作要有深入了解，并找出问题的关键，而且要针对问题的关键，进行深入的研究分析。一般应从下列几方面进行综合评定：

(1) 前人对复核地区烈度鉴定结果综合分析和评价；

(2) 历史地震对复核地区影响；

(3) 根据地震地质、地震活动性和地震烈度影响场等方面详细研究，研究出该地区某一规定时段内最大可能遭遇的烈度；

(4) 在地震地质、地震活动和地震烈衰减详细研究基础上，进行概率烈度地震危险性分析。根据实际需要，确定出在某一概率水准条件可能遇到的最大烈度。对于基本烈度，或一般工程设防烈度，一般以 50 年、超越概率为 0.1 或大致相当年超越概率为 0.002 时所遇最大烈度为基础确定。具体工程设防烈度或设计烈度概率水准则视该工程风险水准而定。

1.2.8 烈度区划

以烈度大小为指标对一个地区从某一目的出发进行区域划分叫烈度区划。它是区域烈度效应的一种表达方式，一般以区划图形式表达，并称其为烈度区划图。

根据研究地区范围大小、研究目的和采用方法的不同，烈度区划将有许多种类和表达方式，表 1.2.4 列出主要类型。

表 1.2.4 烈度区划类型表

划分依据	类型划分
地区范围大小	全国烈度区划 地区性烈度区划 场地设防烈度区划
区划图比例尺	小比例尺：1∶300 万 1∶400 万 中比例尺：1∶100 万 ~1∶50 万 大比例尺：<50 万
采用方法	确定性烈度区划：100 年可能遭遇最大烈度 概率区划：以年超越概率为准而进行烈度区划
使用目的和适用范围	基本烈度区划：一般中小型工程 专门性烈度区划：为专门性工程设防要求而作的烈度区划 如水电、铁路、核电、石油等重大工程及城市
表达方式	烈度分区图 等烈度图 烈度等超越概率图

1.3　震级烈度影响场

地震烈度是我国目前抗震设防的基本标准之一。我国在世界上的地震历史记载最长，宏观地震破坏材料记载最详细。根据这些素材而推演或经实地考察而确定的地震烈度分布资料，无论是数量，还是质量，在世界其他国家都少有。因此，在地震工程和工程地震研究中，尤其在我国地震工程和工程地震研究中，烈度资料及其有关衰减规律研究结果，向来是极其宝贵财富之一。加之我国强震观测时间不长，累积资料有限，估计在短期也不能改变这一状态。因而，充分利用历史记载，发挥其在地震工程和工程地震研究中作用，一直是地震工程和工程地震研究者所倾注的重点之一。

在地震工程研究中，所谓烈度衰减是指在一定震级条件下烈度随距离变化的规律，也就是通常所说烈度影响场。烈度衰减及其经验公式确定的直接目的有二：第一，应用烈度衰减规律及其经验公式进行工程或场地地震烈度的预测；第二，通过一个地区地震烈度衰减来演绎该地区的地震动衰减，从而进行地震动参数预测。

1.3.1　我国烈度衰减区域特征研究概况

以工程地震应用为目的而进行地震烈度衰减规律区域特征的系统研究始于 1972 年我国区划图的编制。当时是结合地震影响场研究而进行的。其后，结合工程烈度的鉴定和近些年开展起来的工程场地地震危险性分析，对地震烈度衰减的区域特征研究更为广泛。尤其在建立地区的地震烈度衰减的经验关系方面作的工作更多。纵观我国地震烈度衰减的区域特征研究，大致可以概括为以下几点：

(1) 以地理分区或构造单元分区为基础，分别进行等烈度资料的统计处理，以不同区的地震烈度衰减经验关系式反映地区的烈度衰减区域特征。

(2) 对于一个地区，尽可能多地汇集历史的和现代的地震等烈度资料，进行统计平均，从而得到这一地区的地震烈度衰减公式。

(3) 根据资料具体情况，在采集数据时，分别采用等效面积法和直观法。前者以等效椭圆占多数，后者则分别量出长短轴半径。统计结果表明，对形状比较规则的等烈度图，用上述两种方法采集数据时，所得结果相近。

(4) 根据震级、烈度和对应的长短轴 a 和 b 值，应用最小二乘法建立经验关系。一般拟合形式为：

$$\lg a = p+MI$$
$$\lg b = q+MI$$

为了反映震源深度的影响和使经验公式在近场范围应用时给予一定的限制，工程上多采用一个调整系数 D，其形式为：

$$I = a_0+a_1M+a_2\ln(a+D_1)$$
$$I = b_0+b_1M+b_2\ln(b+D_2)$$

(5) 因为我国地震记载中的居民点绝大多数处于二类土的地基上。因此，所有经验公式，如不加说明，均反映二类土上烈度衰减。

根据以上基本思路和方法作出的地震烈度衰减经验公式，在一定程度上反映了代表众多的历史资料和烈度衰减在地区上的差别。但是，除个别地区外，大部分地区显示了资料的离散性和较差的相关性。究其原因，不外乎下列几种情况：

(1) 没有区分不同的震源类型对地震烈度衰减的影响。特别是我国西部地区，由于震源类型不同，其影响场的差别甚大。例如，1970 年 1 月 5 日以走滑型为主的云南通海地震震源破裂，在极震区呈一狭长的条带(图 1.3.1)。而 1974 年 5 月 11 日云南永善-大关地震在极震区则有另一图像(图 1.3.2)。就极震区长短轴比而言，前者长短轴之比为 9.2，而后者为 2.1。

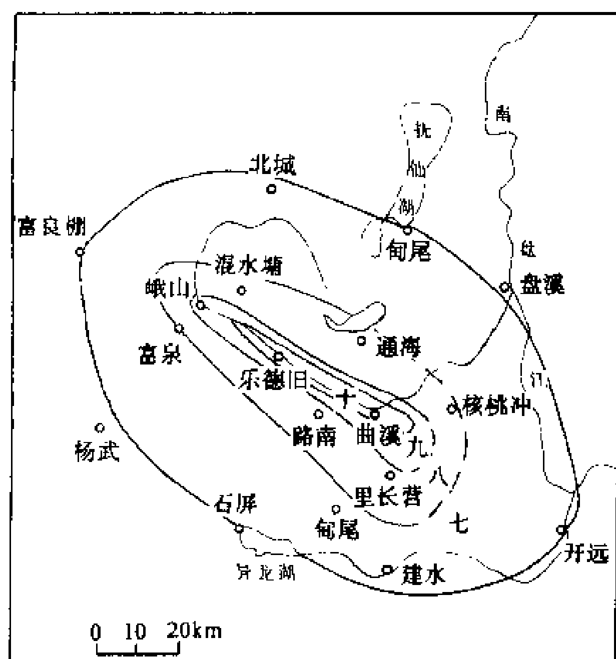


图 1.3.1 1970 年元月 5 日云南通海地震等烈度图

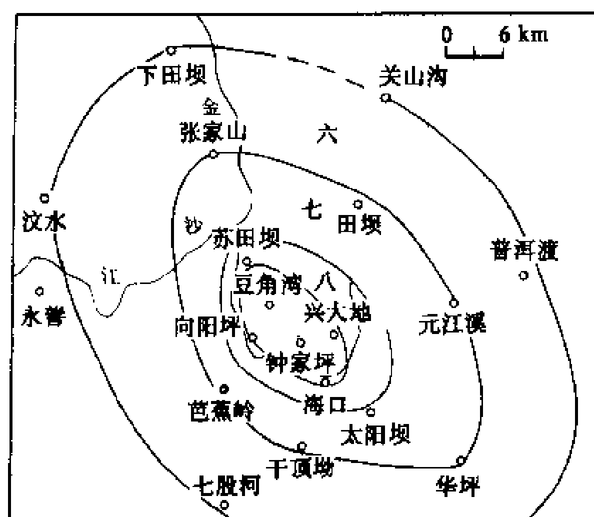


图 1.3.2 1974 年 5 月 11 日云南永善-大关地震等烈度图

(2) 不同精度资料的混淆。由于历史的原因，烈度的标准在变化。因此，不同时期的地震等烈度标准存在着差异。特别是以历史资料为基础的历史等烈度图，更是大致反映了地震烈度的情况，而且很多地区的烈度确定尚有一定的推测性。因此，不同时期的等烈度图是存在着精度上的差别的。导致烈度图精度上差别的另一原因是地震区的交通条件、人烟多少等影响。例如，发生在我国东部地区的破坏性地震，由于交通条件好，村庄多，现场考察条件好，调查资料详细，因而勾画出的等烈度范围能比较客观地反映实际，尤其反映真实的环境影响。其形状往往不规则，多数等烈度线为实践(图 1.3.3)。而在西部地区，尤其西部山区，由于交通不方便，人烟稀少，野外考察有一定困难，很多等烈度线实为推测而定。因而，其形状比较规则，但用虚线连接(图 1.3.4)。

(3) 地震破坏区的地质环境也会导致烈度在地表分布上的差异。例如，在山区，以硬的场地土为主，烈度衰减较快；而在平原地区，因土层松软，厚度较大，烈度表减也相对较慢(图 1.3.5)。

当然，在实际研究中，完全克服上述问题也是不大可能的，只能视具体情况而定。

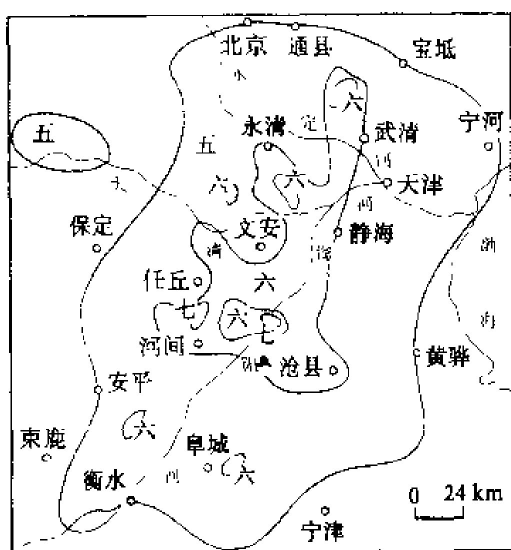


图 1.3.3 1967 年河间地震等烈度图

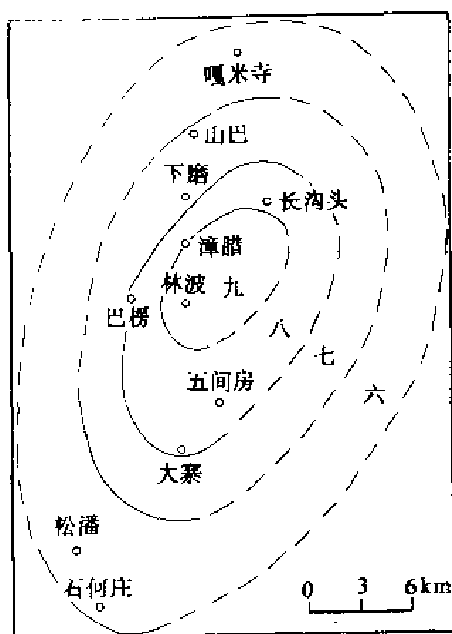


图 1.3.4 1960 年 11 月 9 日四川漳腊地震等烈度图

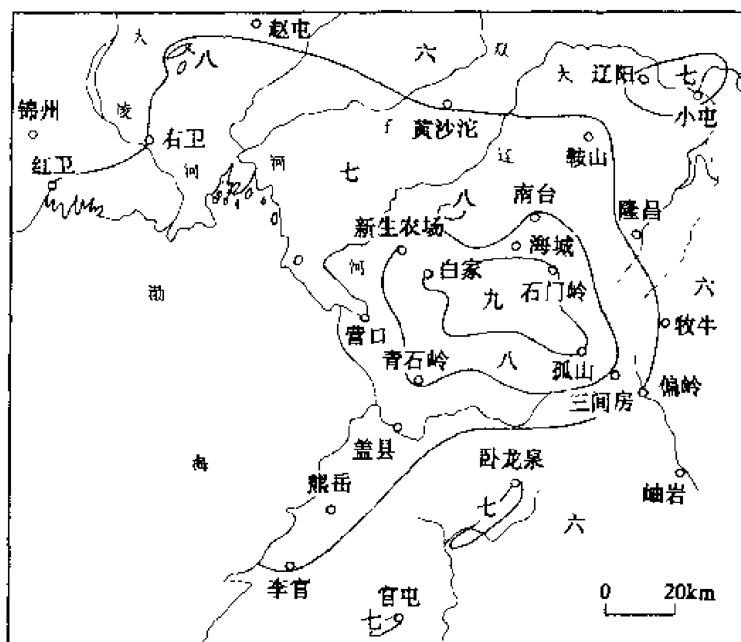


图 1.3.5 1975 年 2 月 4 日海城地震等烈度线图

1.3.2 烈度衰减方程的建立

1. 资料选用

为了建立地震烈度衰减方程，首先要有相对统一、准确的原始数据和地震等烈度图。就中强地震而言，《中国地震等烈度线图集》(国家地震局全国地震区划编图组，1979) 和

《中国地震目录》（顾功叙，1983）中的地震烈度线图资料可作为基础。其中151个资料较好。详细情况见表1.3.1。

表1.3.1　常用地震原始资料情况表

地区	时　间	4<M<4.9	5<M<5.9	6<M<6.9	7<M<7.9	M>8	个数	总数
华北	1949年以前	0	1	2	4	3	10	36
	1949—1966年	1	7	0	0	0	8	
	1966—现今	3	6	4	5	0	18	
东南	1949年以前	1	3	3	0	0	7	15
	1949—1966年	1	2	0	0	0	3	
	1966—现今	0	3	2	0	0	5	
东北	1949年以前	0	0	1	0	0	1	4
	1949—1966年	0	1	0	0	0	1	
	1966—现今	1	1	0	0	0	2	
西南	1949年以前	0	3	2	6	2	13	59
	1949—1966年	0	5	11	1	1	18	
	1966—现今	0	11	10	7	0	28	
西北	1949年以前	0	0	2	3	2	7	16
	1949—1966年	1	3	0	1	0	5	
	1966—现今	0	2	2	0	0	4	
新疆	1949年以前	0	0	1	3	3	7	21
	1949—1966年	0	0	3	2	0	5	
	1966—现今	1	3	5	0	0	9	
总数		9	51	48	32	11	151	

2. 数据采集

对于一张具体等烈度图，为建立烈度衰减方程所需要的参数有震级、等烈度长轴和短轴。其中长短轴的确定，虽有多种方法，但一般采用两种简单方式：

直接量取法：即根据实际的烈度分布，以其延伸最长方向为长轴，其垂直方向为短轴。一般以长轴中点为准。从工程地震的安全角度出发，一般量取最大轴长。因此，对一次具体地震来说，不同烈度的长短轴并非始终是平行的，如图1.3.6所示。

混合法：即直接量度和间接计算相结合。其中，长轴取直接量度，而短轴长度则采用等效面积换算而来。因为，在某些情况下，尤其是在中国东部平原地区，等烈度线很不规则，难以在图中直接量取轴向长度。在这种情况下，为了避免量取轴向长度的人为性，在确定长轴方向以后（一般容易），应用椭圆模式计算等效椭圆短轴。一般先用VAX-11机的RS-9数字化读数仪，逐点读取数据，给出不同烈度时的面积。由此面积，应用椭圆面积公式，求出等效短轴长度：

$$A_i = \pi a_i b_i$$

$$b_i = \frac{A_i}{\pi a_i}$$

式中，A_i 为相应烈度时面积；a_i 为直接量出该烈度等值线长轴半长；b_i 为以等效椭圆求出的等效短轴半长度。表 1.3.2 列出不同采集资料方式而得到的拟合系数。

3. 拟合形式

烈度衰减的数学表达式宜采用：

$$I = a_0 + a_1 M + a_2 \ln(a + D_1)$$
$$I = b_0 + b_1 M + b_2 \ln(b + D_2)$$

采用上述拟合公式，用多元回归方法寻找 $I = f(M, a)$或$(b+D)$的关系。将测量值代入上式，即：

$$I_i = a_0 + a_1 M_i + a_2 \ln(a + D_1)$$

或

$$I_i = b_0 + b_1 M_i + b_2 \ln(b + D_2)$$

得一系列方程式。用最小二乘法，求解出 a_0、a_1、a_2 或 b_0、b_1、b_2 等拟合系数，同时给出标准差和相关系数及 F 检验等。D_i 为调整系数，原则上，其取值使方程有最小的标准差和最大的相关系数。表 1.3.3 列出几个地区采用不同值时的拟合系数，从表中可见，我国大部分地区，$D = 15$ 时有较好的效果。

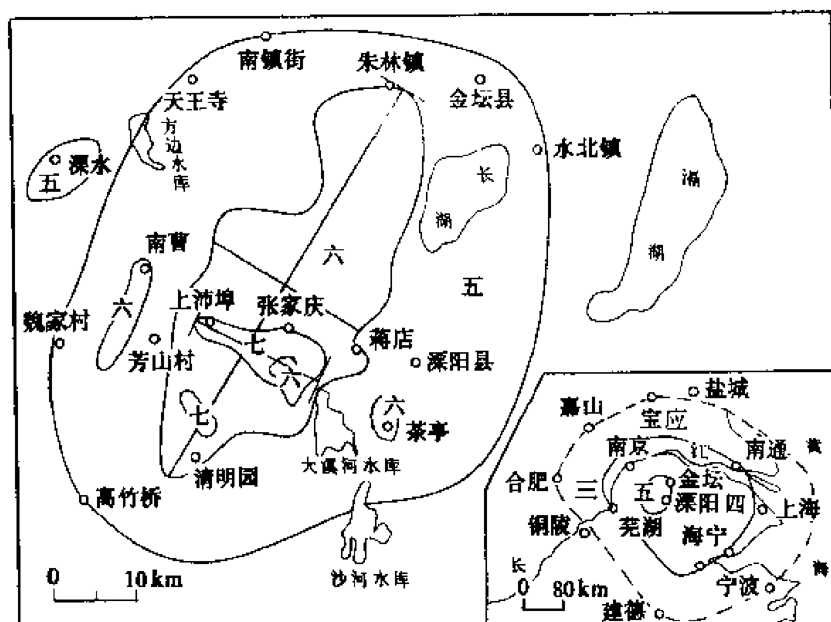


图 1.3.6　1974 年 4 月 22 日江苏溧阳地震等烈度线图

4. 特殊处理

(1) 时间因素的加权处理：对许多地区来说，等烈度资料跨越时间很长。不同时间段资料不仅在精度和深度上有所不同，而且还会导致不同的拟合结果。以华北地区资料为例，将全部资料分 1949 年以前、1949—1966 年 2 月和 1966 年 3 月以后三个时期分段，

表 1.3.2　不同数据采集方式的拟合系数($D=15$)

地区	资料采集方式		a_0	a_1	$-a_2$	S	R
华北	直接	长轴方向	4.00	1.374	1.320	0.657	0.916
		短轴方向	4.196	1.276	1.338	0.617	0.926
	等效短轴方向		4.062	1.243	1.253	0.639	0.915
	等效圆半径方向		4.394	1.297	1.519	0.629	0.917
东南	直接	长轴方向	5.195	1.040	1.160	0.537	0.894
		短轴方向	5.296	1.020	1.249	0.515	0.883
	等效短轴方向		5.353	0.945	1.283	0.516	0.896
	等效圆半径方向		6.191	0.972	1.522	0.546	0.883
东北	直接	长轴方向	7.332	0.739	1.387	0.437	0.947
		短轴方向	7.795	0.583	1.335	0.426	0.941
	等效短轴方向		6.161	0.798	1.176	0.652	0.857
	等效圆半径方向		8.248	0.688	1.726	0.456	0.932
西南	直接	长轴方向	2.668	1.338	1.039	0.882	0.794
		短轴方向	3.683	1.221	1.229	0.810	0.830
	等效短轴方向		3.677	1.207	1.218	0.860	0.789
	等效圆半径方向		3.445	1.307	1.380	0.844	0.814
西北	直接	长轴方向	4.559	1.329	1.309	0.732	0.864
		短轴方向	4.601	1.276	1.403	0.655	0.893
	等效短轴方向		3.151	1.119	0.741	0.884	0.770
	等效圆半径方向		4.806	1.297	1.559	0.749	0.857
新疆	直接	长轴方向	2.735	1.341	1.011	0.810	0.839
		短轴方向	3.229	1.302	1.170	0.738	0.869
	等效短轴方向		2.495	1.326	1.047	0.811	0.844
	等效圆半径方向		3.304	1.345	1.334	0.753	0.861

表 1.3.3　不同 D 值时拟合系数表

地 区	D	a_0	a_1	$-a_2$	S	R
华北	15	4.299	1.327	1.331	0.624	0.916
	20	4.748	1.330	1.410	0.622	0.917
西北	15	2.67	1.250	0.960	0.87	0.780
	20	6.427	0.990	1.510	0.609	0.860
	30	7.836	0.989	1.779	0.613	0.861
西南A	15	3.308	1.268	1.077	0.860	0.791
	20	3.384	1.269	1.090	0.860	0.790
	30	4.102	1.275	1.220	0.365	0.788
西南B	15	4.465	1.519	1.649	0.933	0.732
	20	5.305	1.505	1.787	0.925	0.733
	30	6.807	1.480	2.026	0.916	0.744
西北	15	6.550	1.080	1.440	0.430	0.930
	20	8.988	0.845	1.670	0.459	0.896
	30	10.182	0.843	1.887	0.460	0.890

其拟合结果见表 1.3.4。从结果来看，1966 年至今资料结果较好，标准差和相关系数都有所改善。前者为 0.575，后者为 0.933，其他地区也有类似的结果。考虑到 1966 年 3 月以后，我国大部地区地震现场考察比较详细，资料比较可靠这事实，在地震烈度资料统计分析中，增加这部分资料在数据中的作用是十分必要的。一般来说，对 1966 年以后的地震资料以增加适当次数输入即可达到预期目的(表 1.3.5)。

表 1.3.4　不同时间段资料拟合系数表($D=15$)

地区	时间段	a_0	a_1	a_2	S	R
华北地区	1949 年以前	4.2985	1.32729	1.33095	0.624237	0.916216
	1966 年以后	4.07951	1.42228	1.43871	0.575458	0.933042
	1949 年 1966 年	0.655	2.024	1.252	0.54	0.905
西南全区分段	1949 年以前	6.35822	1.23099	1.59302	0.606527	0.868539
	1949—1966 年	1.80299	1.53639	1.1005	0.968018	0.800261
	1949 年以后	2.73277	1.27573	0.99407	0.869603	0.794105
	1966 年以后	4.15486	1.19127	1.27197	0.693402	0.842579
西南 A 组	1949 年以前	7.67	1.07	1.68	0.35	0.95
	1949 年以后	2.67	1.25	0.96	0.87	0.78
	1966 年以后	5.69	0.99	1.37	0.60	0.86
西北地区	1949 年以前	1.07	1.83	1.37	0.60	0.82
	1949 年以后	6.55	1.08	1.44	0.82	0.93
	1966 年以后	10.53	0.60	1.76	0.43	0.90
新疆	1949 年以后	2.99584	1.26749	0.98324	0.7471	0.823
	1966 年以后	4.43477	1.00494	0.973191	0.777	0.805

表 1.3.5　各时段加权后拟合系数($D=15$)

地区	拟合内容	a_0	a_1	a_2	S	R
华北	1966 年后加权一次	4.019	1.397	1.358	0.634	0.920
	1966 年后加权二次	4.030	1.399	1.378	0.620	0.932
	不加权	4.005	1.374	1.320	0.657	0.916
东南	1966 年后加权一次	4.734	1.097	1.127	0.524	0.882
	1966 年后加权二次	4.431	1.146	1.121	0.503	0.886
	不加权	5.195	1.040	1.160	0.537	0.891
东北	1966 年后加权二次	8.132	1.580	1.359	0.415	0.941
	不加权	7.332	1.739	1.387	0.403	0.947
西南	1966 年后加权二次	3.275	1.204	1.016	0.818	0.793
	不加权	2.668	1.338	1.039	0.882	0.797
西南全区	1966 年后加权一次	2.880	1.289	1.039	0.848	0.796
	1966 年后加权二次	2.665	1.305	1.010	0.873	0.794
	不加权	2.887	1.289	1.041	0.846	0.796
西北	1966 年后加权一次	4.881	1.153	1.117	0.727	0.833
	1966 年后加权二次	5.122	1.104	1.121	0.708	0.827
	49 年后加权一次	4.904	1.154	1.142	0.687	0.846
	49 年后加权二次	4.904	1.154	1.142	0.687	0.846
	不加权	4.386	1.226	1.126	0.749	0.841
新疆	1966 年后加权二次	2.599	1.325	0.976	0.773	0.842
	不加权	2.556	1.417	1.076	0.758	0.866

(2) 地震类型的考虑：一般来说，极震区长短轴长度的差别反映了地震时的破裂类型特点。因此，可以大致按极震区长短轴的比例大小分成两组，以等效考虑震源类型的影响。尤其西南和西北地区，由于其震源类型的差别较大，这时可将资料中极震区长短轴之比大于4的分为一组(A)，小于和等于4的划分为一组(B)。其结果见表1.3.6。

表 1.3.6　不同震源类型拟合结果($D=15$)

地区	a_0	a_1	a_2	S	R
全区	2.66885	1.33854	1.03975	0.882832	0.794749
A 区	3.308	1.268	1.077	0.86	0.791
B 区	4.465	1.519	1.649	0.933	0.732

(3) 近代大地震的单独考虑：对于强烈地震($M\geqslant 7.0$)来说，由于其破坏范围和破坏程度较大，因此，无论是宏观震害，还是局部环境的影响，其有关烈度的资料相对比较详细和可靠。近代发生的一次强烈地震更是如此。因此，在建立地震烈度衰减方程时，可按一定范围的大地震单独拟合，得到相应的地震烈度衰减公式，其效果一般较好。这些经验公式可用来作强震烈度分布预测。表1.3.7为一些大地震拟合结果，其方程形式为：

$$I=a_0+a_1\ \ln(a+D)$$

表 1.3.7　大震拟合结果比较($D=15$)

	地区	a_0	$-a_1$	S	R
长轴	华北	16.3326	1.70294	0.31191	0.983345
	西部 A	13.9184	1.64141	0.475775	0.880038
	西部 B	23.6012	3.33761	0.201294	0.989526
短轴	华北	15.2382	1.59871	0.386178	0.974354
	西部 A	15.0386	2.13452	0.350863	0.93668
	西部 B	15.0709	1.85837	0.33685	0.970392
圆半径	华北	14.6009	1.63332	0.370589	0.977227
	西部 A	15.8726	2.50325	0.37866	0.92582
	西部 B	17.527	2.54392	0.38055	0.962041
等效短轴	华北	13.9451	1.37109	0.356232	0.978976
	西部 A	14.5091	1.98897	0.298088	0.954709
	西部 B	14.4043	1.65432	0.520436	0.927741

这里要指出，烈度衰减方程的建立和其适用性，在很大程度上取决于原始资料。总的来说，在资料较多情况下，不同作者虽采用不同方法和形式，其结果是相近的。但在外推

近源或远源条件下，可能会出现较大误差。事实上，由于地震破裂机制、震源环境、地表地质环境、人为条件等因素影响，相近地震参数条件下，往往会出现差异甚大的震害和烈度，企图由某一形式或某一数据采集方式，达到一个地区最佳拟合，特别是采用工作量较大的复杂形式，除了增加一种回归分析方法外，除非有特殊需要，可能不是达到准确评估烈度衰减的好方法。

第2章 地 震 动

2.1 地震动及其特征参数

地震动，有时称为地面运动，它是由震源释放出来的地震波引起的（近地表）地面运动。一般通过地震仪记录下地面震动的全部或大部过程。工程上关心的是较强烈的地震动，因此，重点是研究由强震仪所记录的地震动。地震动记录一般由三个分量组成。图2.1.1是典型的强震记录，从图中可以看出，地震动是由不同频率、不同幅值（或强度）在一个有限时间范围的集合。它们是一个不规则的时间函数。从物理量纲上看，也可将地震动表示为地面质点的加速度、速度、位移等参量及其频率随时间的变化过程。一般分别称为加速度时程、速度时程和位移时程。对于这样一个不规则的时间函数，一般从频域和时域两个角度去研究其特点和规律，即用幅值、频率特性和持续时间三个方面参数来表达地震动特点。

地震动研究是伴随两方面发展面发展的：其一是伴随着抗震设计理论的发展而发展起来的。抗震成为一门工程科学是本世纪20年代的事，至今约有60余年的历史。在此60余年中，抗震理论经历了静力理论和反应谱理论两个阶段，并正在向动力理论的第三阶段发展。与此相适应，地震动研究工作的进展大体上也分为三个阶段，即烈度、反应谱及谱与持续时间的阶段（胡聿贤、张敏政，1984）；其二是强震观测资料积累和发展促进了地震动研究。反应谱理论的提出使抗震设计从静力方法过渡到动力方法，这一过续正是依赖于强震观测所得到的地震动记录。

2.1.1 地震动幅值

1. 关于振幅和峰值的一些定义

以地震动幅值大小来表征地震振动强度是最直观和最容易为人们所接受的。其中以峰值表征最早和最多。此外，还有与谱及时程相关的地震动幅值。峰值系指地震动的最大值，除近场外，在一数情况下，地震动垂直方向的幅值都小于水平向幅值。对结构物的影响而言，危害主要来自地震产生的水平剪切运动。所以，通常的地震动幅值都以两个水平向记录的峰值为基础，或取其最大一个或取其平均值作为地震动的幅值，或取两个水平分量的最大值的矢量和。

地震动峰值的大小反应了地震过程中某一时刻地震动的最大强度。在以静力学或准静力学为基础的抗震续构设计中，地震动峰值的大小直接反映了地震力及其产生的振动能量和引起结构地震变形的大小，是地震对结构影响大小的尺度。在以烈度为基础作为抗震设防标准时，往往对相应的烈度给出相应的峰值加速度。例如，我国地震烈度表(1980)规定，烈度为Ⅶ，Ⅷ，Ⅸ，Ⅹ时，对应的峰值加速度平均值分别为0.125，0.25，0.5，1.0g。工程地震研究中还常见如表2.1.1所定义的峰值。

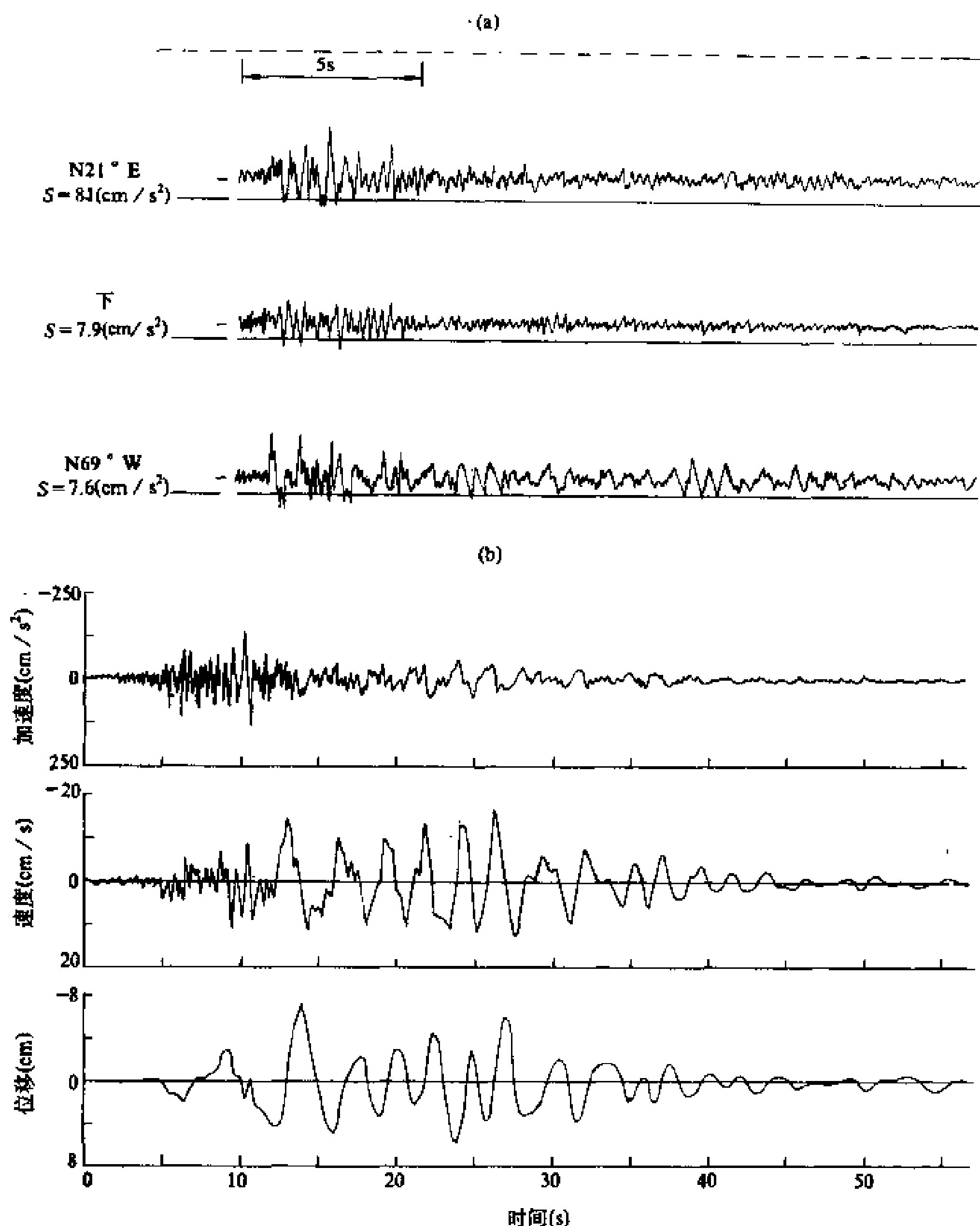


图 2.1.1　典型强震记录（据地震工程和土动力问题译文集，1986）

(a) 三个分向加速度记录；(b) 由加速度记录经积分得到的速度和位移时程

2. 竖向与水平向地震动加速度之间的关系

根据现有地震动记录，垂直向地震动加速度 a_V 与水平向地震动加速度 a_H 之间比值的平均值一般在 1／2—2／3 之间，而且在近震中或在发震断层上时，比值 a_V/a_H 的离散性很大。从个别记录来看，比值可以很大，也可以很小。胡聿贤(1988)根据包括前苏联 1976 年格兹里地震、1979 年美国南加州英佩里亚尔地震以及几次近期地震、1979 年南斯拉夫地震、1976 年我国唐山地震及其余震资料，得出如下结论：

(1)当加速度最大值不超过 0.5g 时，a_V 总是小于 a_H 平均值，a_V 大约是 a_H 的 1／2—2／3；

(2)若不分加速度大小而只分震中距或距断层远近，对于近断层处（断层距 $D<10$km）的数据，a_V/a_H 的比值平均值仍为 1／2—2／3 之间，只是离散性大些；

(3)当加速度最大值很大时（>0.5g），平均而言，a_V 接近于 a_H。这些大的加速度值都是在断层距 $D<10$km 之内得到的。

表 2.1.1　地震动峰值一览表

峰值名称	峰值定义	作　者
有效峰值加速度 (EPA) 有效峰值加速度 (EPV)	EPA = S_a／2.5 S_a0.1—0.5s，阻尼比为 5%加速度谱值平均值 EPV = S_v／2.5 S_v,1s 附近，阻尼比为 5%速度反应谱平均值	ATC-3,1978
等效简谐振动峰值	将 $a(t)$等效为简谐振动，取 $0.65a_{max}$	Seed
等反应谱有效加速度 a_e	$a_e = a'/0.90$，a'为削去 $a(t)$峰尖，使其反应谱强度 SI 为原反应谱的 90%时最大加速度值	Ohsaki,1980
持续加速度 a_S 和持续速度 v_S	$a(t)$中第 3 至第 5 个最大加速度为持时加速度 $a=\frac{2}{3}a_{max}$，$v_S=\frac{2}{3}v_{max}$	Nattle,1979
概率有效峰值	按概率分布函数给出具有概率意义的概率有效峰值，一般以峰值大小与发生次数构成的组织图上 90%或 95%不超越概率的加速度峰值为有效值	Mortgat,1979 Bolt,1982
平均振幅 $\bar{a}$	$\bar{a}=Ca_{max}$，$C=\frac{1}{10a_{max}}\sum_{i=1}^{10}a_i$，$a_i$ 为 $a(t)$ 中前 10 个大振幅	胡聿贤,1988
均方根加速度 a_{RMS}	$a_{RMS}^2=\sigma_a^2=\frac{1}{T_d}\int_0^{T_d}a^2(t)\mathrm{d}t$，$T_d$ 为振动持时	Arias,1969

3. 其他地震动幅值参数之间的关系

大崎顺彦（Ohsaki 等，1980）研究水平向和垂直向地震动幅值 a，v，d 和谱强度之间的关系，其结果列于表 2.1.2。

表 2.1.2　一些地震动参数之间的相关性（比值和方差）

水平向 竖向	a		v		d		SI_0		$SI_{0.2}$	
	系数	方差	系数	方差	系数	方差	系数	方差	系数	方差
加速度 a	1.669	0.168	0.0961	0.255	0.389	0.369	0.579	0.282	0.227	0.202
	0.523	1.472	8.701	1.799	15.98	2.339	1.429	1.914	3.945	1.529
速　度 v	9.921	0.264	1.753	0.184	0.440	0.183	5.921	0.130	2.242	0.128
	0.008	1.837	0.448	1.528	2.000	1.124	0.362	1.349	0.431	1.343
位　移 d	17.67	0.366	1.839	0.186	1.555	0.237	11.81	0.245	4.290	0.278
	0.046	2.323	0.476	1.535	0.468	1.726	0.0710	1.758	0.181	1.897
谱强度 I_0	1.551	0.271	0.157	0.167	0.0741	0.954	1.887	0.135	0.371	0.110
	0.551	1.866	5.821	1.469	1.063	1.954	0.489	1.365	2.610	1.288
谱强度 $I_{0.2}$	4.819	0.206	0.469	0.158	0.216	0.299	2.855	0.100	2.038	0.156
	0.186	1.607	2.035	1.439	3.614	1.991	0.334	1.259	0.435	1.432

Seed 等(1976)研究了不同土质条件下峰值加速度 *PGA* 和峰值速度 *PGV* 之间比例关系，在不同震源距情况下，其比值是不相同的。典型土质条件下 *PGV / PGA* 比值如下：基岩为 6.6cm / s · g；硬质土为 11.4cm / s · g；厚层专固结土为 14cm / s · g。在不同距离下，表 2.1.3 列出典型值。*PGV / PGA* 比值有助于说明不同土质条件下地面运动的优势周期，在谐振假定条件下，近似有

$$PGA = \frac{2\pi}{T} PGV$$

则

$$T = 2\pi PGV / PGA$$

在这种情况下，上述三种土质条件地震动的优势周期大致对应如下：基岩为 0.36—0.47s；硬土为 0.62—0.92s；厚层土为 0.61—1.3s。

表 2.1.3 不同土质条件下 *PGV/ PGV* 值

震源距 (km)	基岩			硬土			厚层土		
	PGA (g)	*PGV* (cm / s)	比值	*PGA* (g)	*PGA* (cm / s)	比值	*PGA* (g)	*PGV* (cm / s)	比值
15	0.42	34	0.08	0.38	54	0.14	0.27	54	0.2
20	0.33	22	0.07	0.30	34	0.11	0.22	34	0.15
40	0.105	8.0	0.08	0.115	11.5	0.10	0.105	11.5	0.11
60	0.05	4.4	0.09	0.0623	6.0	0.1	0.065	6	0.09
均值	0.23	17.1	0.08	0.21	26.4	0.11	0.16	26.4	0.14

4. 有关峰值理论研究

关于近源区或近场地震最大质点运动加速度和位移，Brune（1970）、Ida（1973）、Hanks（1976）等人曾作过理论探讨，认为地震峰值加速度和峰值位移的大小主要取决于震源区应力状态和岩石强度。

Brune（1970）应用位错理论考虑到从零到某一截止角频率 ω_S 的有限频带的贡献，估计出近源最大加速度为

$$\ddot{u}(t) = \frac{1}{2\pi}\frac{\sigma}{\mu}\beta\int_{-\omega_s}^{\omega_s} e^{i\omega t}\,\mathrm{d}\omega = \frac{1}{\pi}\frac{\sigma}{\mu}\beta\omega_S\left(\frac{\sin\omega_s t}{\omega_s t}\right)$$

式中，β 为破裂传播速度。

Ida（1973）应用理想条件下产生破裂的震源-时间函数最初形式，详细研究了内聚力对震源函数的影响，认为震源运动是由岩石强度所决定的，并得到最大质点速度和最大质点加速度的关系为：

$$\dot{u}_{\max} = (\sigma_0 / \mu)C$$

$$\ddot{u}_{\max} = (\sigma_0 / \mu)^2 (C^2 / D_0)$$

式中，σ_0 是材料强度；D_0 是最初形成的破裂面所需的滑动位移；C 是破裂传播速度；μ 是刚度。

Hanks 与 Johnson（1976）根据震源–场地距离 $R \approx 10$km，M 为 $3.2 < M < 7.1$ 的 40 个峰值加速度记录的分析，发现当 $4.5 < M < 7.1$ 时，峰值加速度大小与震级大小无关；当 $3.2 < M < 4.5$ 时，$M = 3.2$ 为 0.1—0.2g，$M \approx 4.5$ 时，为 0.5g。认为在 10km 处高频加速度的大小和震级无关，而决定于震源区的物理过程：

$$\ddot{u}(R) = \bar{\sigma} / \rho R$$

式中，$\bar{\sigma}$为地震时局部失效的应力差；ρ为岩石密度；R为距离。

McGarr（1981，1982）描述了一个非均一的断层模式，并用其作为在地震矩 $5 \times (10^{10}-10^{20})$N·m 范围矿井扰动和地震的峰值地震动分析的基础。该非均一断层模式包括了半径为 r_i 的粗糙未滑动带和围绕其半径 r_0 的环形断裂带。假定环形断裂带是由早先地震或蠕动形成，而在荷载影响下粗糙未滑动带突然失效产生地震，荷载取决于环境剪力超过阻尼断层滑动的摩擦应力或先前外围断裂环半径 r_0 和内部未滑动带半径 r_i 之比值。据此模式，峰值加速度和峰值速度分别为：

$$a_P = \frac{\sigma}{\rho R}[0.30(r_0 / r_i)^2 + 0.45]$$

$$v_P = \frac{\beta \sigma r_0}{\mu R}[0.10(r_0 / r_i) + 0.15]$$

式中，β 是剪切值速；σ 是应力降；μ 是介质刚度模数；R 是距未破裂带距离；ρ 是介质密度。由上式可见，峰值加速度和峰值速度除了受震源破裂应力降 σ 和介质密度 ρ 的影响外，还受 r_0 / r_i 比值的影响，尤其是峰值加速度则和$(r_0 / r_i)^2$ 成比例。r_0 / r_i 比值实质上反映了震源粗糙面 r_i 断裂时产生的高频地震动和大尺度调整到整个断裂区 r_0 时新平衡状态下所产生的低频地震动之间的比例关系。根据观测资料，McGarr（1982）认为，r_0 / r_i 的上限约为 10，理论推导 $r_0 / r_i < 9.8$。这样，峰值加速度为：

$$a_P < 0.79\sigma_i / \rho R$$

式中，σ_i 为小尺度粗糙面断裂时应力降

$$\sigma_i = \frac{2}{3}\sigma(r_0 / r_i)^2 f(r_i / r_0)$$

其中，$f(r_i / r_0)$近于 1[当 $1 < (r_1 / r_0) < 1 / 2$ 时]。若以 R 表示断裂距地表的深度，并用 z 代替，假定自由表面振幅放大效应为 2 倍则震中区地表峰值加速度为：

$$a < \frac{1.58\sigma_i}{\rho z}$$

据 Brace 和 Kohlstedt（1980），若地壳包含有许多破裂或所有方位的结合点，那么摩擦力 Byerlee 法则可以给出：

$$\sigma_1 - P \approx 5(\sigma_3 - P)$$

条件是 $\sigma_3 - P < 1.1 \times 10^8$Pa。这里，$\sigma_1$ 是最大主应力；σ_3 是最小主应力；P 为孔隙压力，这里视为流体静力。若 σ_1 或 σ_3 方位相互垂直，则其值可定为 $\rho g z$，g 为重力，则应力降

上界为：

$$\sigma_i < (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

在张应力状态下，σ_1 方位垂直，则上两式得：

$$\sigma_i < 0.4(\rho-1)gz = 67z$$

在压应力状态条件下，σ_3 垂直，则

$$\sigma_i < 2(\rho-1)gz = 334z$$

对理想的走滑断层，垂直应力为两水平力之和的一半，则

$$\sigma_i < 0.67(\rho-1)gz = 112z$$

这样，震中地区地表峰值加速度在不同应力状态下将有不同的大小：张应力状态下，$a<0.4$g；压应力状态下，$a<2$g；纯走滑断层下，$a<0.7$g。

对于远场地震动，Herrman 和 Nuttli（1980）指出峰值地震动参数与地震矩和体波震级之间的近似关系。主要分两种情况：

情况 1，地震矩与震源频谱拐角频率的三次方成正比（应力降为常数，远场运动）时：$\lg a_{max}$ 与 $\lg M_0$ 无关；$\lg v_{max} \sim 0.33\lg M_0$；$\lg d_{max} \sim 0.67\lg M_0$。

(1)当拐角频率小于 1Hz 时：$\lg a_{max} \sim 1.00M_b$；$\lg v_{max} \sim 0.67M_b$；$\lg d_{max} \sim 1.33M_b$。

(2)当拐角频率大于 1Hz 时：$\lg a_{max} \sim 1.00M_b$；$\lg v_{max} \sim 0.33M_b$；$\lg d_{max} \sim 0.67M_b$。

情况 2，地震矩与震源谱拐角频率四次方成正比（当地震矩加大时，应力降增大，远场运动）时：$\lg a_{max} \sim 0.25\lg M_0$；$\lg v_{max} \sim 0.50\lg M_0$；$\lg d_{max} \sim 0.75\lg M_0$。

(1)拐角频率小于 1Hz 时：$\lg a_{max} \sim 0.50M_b$；$\lg v_{max} \sim 1.00M_b$；$\lg d_{max} \sim 1.50M_b$。

(2)拐角频率大于 1Hz 时：$\lg a_{max} \sim 0.25M_b$；$\lg v_{max} \sim 0.50M_b$；$\lg d_{max} \sim 0.75M_b$。

对于板内地震，地震矩与震源谱拐角频率四次方成正比（Nutli, 1982b）。在远场情况下，在拐角频率为 1Hz 时，$\lg a_{max}$ 约为 $0.50M_b$；在大于 1Hz 时，$\lg a_{max}$ 约为 $0.25M_b$。

5. 强震记录到最大加速度

表 2.1.4 列出 1933—1979 年之间强震仪所记录列最大峰值加速度，其最大值为 1979 年发生于英皮里尔谷的地震，达 1.49g。

表 2.1.4 强震图中最大加速度(据金井清，1983)

地　震	发震时间	记录地点	最大加速度(g)
长滩	1933.3.10	长滩	0.23
英皮里尔谷	1940.5.13	埃尔森特罗	0.33
圣巴巴拉	1941.6.30	圣巴巴拉	0.16
皮吉特海峡	1949.4.13	奥林匹亚	0.18
克恩群	1952.7.21	塔夫特	0.18
尤里卡阿卡塔	1954.11.21	尤里卡	0.23
霍里斯特	1961.4.8	霍里斯特	0.16
广尾海外	1962.4.23	钏路	0.38
	1966.4.5	保科	0.55
松代		若穗	0.26
震群	1966.5.28	川中岛	0.20
帕克菲尔德	1966.6.28	帕克费尔德	0.50
圣费尔南多	1971.2.9	帕柯依马坝	1.15
英皮里尔谷	1979.10.15	埃尔森特罗	1.49

2.1.2 地震动谱

峰值仅仅表示地震动某一局部、某一时刻振幅的大小，而地震动谱则表示了地震动频域特征。因此，它是频率域中地震动的特征参数。

1. 弹性反应谱

(1)弹性反应谱的数学和物理概念：设有一个单自由度系统(图 2.1.2)，其质量为 m，刚度为 k，阻尼系数为 c，它在地震加速度 $\ddot{x}$ 作用下的微分方程为：

$$my(t)+c\dot{y}(t)+k\ddot{y}(t)=-m\dot{x}(t) \tag{2.1.1}$$

式中，$y(t)$ 为单自由度体系对于动座标系的相对位移反应。通过一定的数学变换，求解出系统的位移反应、速度反应和绝对加速度反应的统一表达式：

$$y(t)=\frac{1}{\omega}\int_0^t \ddot{x}(\tau)e^{-\zeta\omega(t-\tau)}\sin\omega(t-\tau)\mathrm{d}\tau$$

$$\dot{y}(t)=-\int_0^t \ddot{x}(\tau)e^{-\zeta\omega(t-\tau)}[\cos\omega(t-\tau)-\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}}\sin\omega(t-\tau)]\mathrm{d}\tau \tag{2.1.2}$$

$$\ddot{x}(t)+\ddot{y}(t)=\omega\int_0^t \ddot{x}(\tau)e^{-\zeta\omega(t-\tau)}[(1-\frac{\zeta^2}{1-\zeta^2})\sin\omega(t-\tau)+\frac{2\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}}\cos\omega(t-\tau)]\mathrm{d}\tau$$

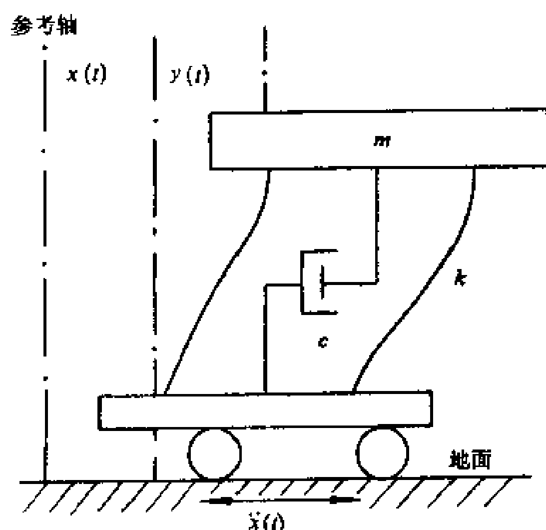


图 2.1.2 单自由度结构受地震动作用示意图
m. 质量；k. 刚度；c. 阻尼

由上式可见，系统的位移、速度或绝对加速度的反应都是系统的自振圆频率 ω、阻尼比 ζ、时间 t 以及地震加速度 $\ddot{x}(\tau)$的函数。其中 ω 和 ζ 由单自由度系统特性所支配，$\ddot{x}(\tau)$决定于地震时实际加速度，反应中包含时间 t 表示系统的各种反应是随时间而变化的。所谓地震反应谱，就是单自由度弹性系统对于某个实际地震加速度的最大反应（可以是加速度、速度和位移）和体系的自振特征（自振周期或频率和阻尼比）之间的函数关系，其数学表达式为：

$$S_d=|y(t)|_{\max}$$

$$S_v=|\dot{y}(t)|_{\max}$$

$$S_a=|\ddot{y}(t)+\ddot{x}(t)|_{\max}$$

式中，S_d，S_v，S_a 分别为相对位移反应谱、相对速度反应谱和绝对加速度反应谱，统称为反应谱。反应谱也是 ω 和 ζ 的函数。

为了说明弹性反应谱的物理含义，我们借助于图 2.1.3 进一步加以说明。此图是把有关反应谱详细的、复杂的数学推导用图解形式简明地表达出来，从而帮助我们了解反应谱

的物理含义。图 a 表示地震动输入，即地震作用。这里用加速度时程曲线 $\ddot{x}$ 表示。图 b 为一系列的单自由度粘弹性体系，其动力特征由体系周期 $T_i(i=1,2,...)$和临界阻尼比 $\zeta_i(i=1,2...)\zeta_i$ 来表示。为叙述方便，假定在遭受地震（一次）$\ddot{x}$ 作用时，各单自由度体系临界阻尼比 ζ 为常数。体系质量集中于黑圆点上，图中的圆圈和虚线表示地震作用于某一瞬间体系的变形（位移），其位移用 $u(t)$来表示。如果把单自由度体系置于一个刚性基础振动台面上，并在每个体系上布置地震计，则在输入地震动的作用下，不同体系的地震计将记录到体系的振动过程。这个过程就是单自由度体系对输入地震动的反应。由于体系自身动力特征的差异，它们对同一输入地震动将有不同的反应。对于刚性较大的体系，其反应以高频为主；而对于相对柔性的体系来说，其反应主要由低频振动为主。图 c 即为各体系对输入地震动的反应时程 S_v（t）i（$i=,2\cdots$）。实际上，它是各体系地震反应的时域特征，是一个以单自由度体系自振特性 T_i 为基础的谐振。但幅度随时间发生变化，是时间 t 的函数。倘若把某个体系反应的最大值作为纵座标、并以体系周期 T_i 作为横座标，一一对应画入图中，则就绘制成地震反应谱，图 d 为不同阻尼比 ζ_i（$i=1,2\cdots r$）条件下的弹性反应谱。

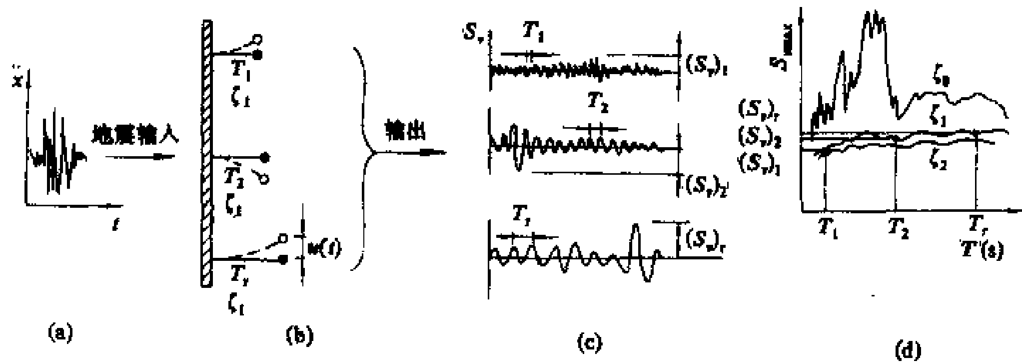


图 2.1.3　反应谱物理过程示意图

(a) 输入地震动谱；(b) 变化周期和固定阻尼单自由度系统；(c) 反应系统；(d) 反应谱

我们从上述地震反应谱的物理过程可以这样来概括弹性反应谱的含义：若干具有相同阻尼特性的、但结构周期不同的单自由度体系，在某一地震作用下的最大反应，即为地震反应谱。

2. 拟反应谱、三联反应谱、标准反应谱

(1)拟反应谱：若系统的阻尼很小，式(2.1.2)中 ζ 的系数项可以忽略不计，这时可得到如下近似式：

$$S_v \approx \omega S_d = V$$

$$S_a \approx \omega S_v \approx \omega^2 S_d = A$$

我们称

$$V = \left| \int_0^t \ddot{x}(\tau) e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \cos\omega(t-\tau) d\tau \right|_{\max} = \omega S_d \tag{2.1.3}$$

$$A=\left|\omega\int_0^t \ddot{x}(\tau)e^{-\zeta(t-\tau)}\sin\omega(t-\tau)\mathrm{d}\tau\right|_{\max}=\omega^2 S_d=\omega V$$

为$\ddot{x}(t)$的拟（伪）速度反应谱，和拟（伪）加速度反应谱。拟速度反应谱 $V=\omega S_d$ 的简单物理含义是它和单自由度体系中弹簧的最大应变能密切相关，因为弹簧中的最大应变能为：

$$\frac{1}{2}|y|_{\max}^2=\frac{1}{2}kS_d^2=\frac{1}{2}m\omega^2S_d^2=\frac{1}{2}m(\omega S_d)^2=\frac{1}{2}mV^2 \tag{2.1.4}$$

即在无阻尼条件下，系统的应变能应等于系统的最大动能。拟加速度谱 $A=\omega^2S_d$ 同样也有一个相应的物理含义，由它所引起的质量惯性力正好等于系统在实际地震中产生的最大恢复力，因为最大恢复力为：

$$k|y|_{\max}=kS_d=m\omega^2S_d=mA \tag{2.1.5}$$

一般说来，拟速度反应谱在中频及高频时接近系统的实际速度及反应谱 S_v。在低频时，两者差别较大。拟加速度反应谱在系统无阻尼情况下，在整个频率范围（从低到高）内，均和实际的绝对加速度一致，两者差别也不太大。

(2)三联反应谱：由于拟速度反应谱、拟加速度反应谱及位移反应谱之间有一个十分简单的关系：

$$A=\omega V,\ \ V=\omega S_d \tag{2.1.6}$$

若取其对数，便可得到：

$$\begin{aligned}\lg A&=\lg V+\lg\omega\\ \lg S_d&=\lg V-\lg\omega\end{aligned} \tag{2.1.7}$$

也就是这些谱的对数值和频率的对数值有一个简单的线性关系，这样就有可能把三个谱值画在同一个坐标图上。这个图称为三坐标图，或三联谱图。图 2.1.4 是一张典型记录的三联谱图，它的纵坐标是拟速度谱的对数值，横坐标是频率（或圆频率）的对数值。从式 2.1.7 可以看出，从左上至右下画出的与横坐标成 45°角的直线上的任意点都有相同的 A 值，因为此直线的方程为 $\lg V+\lg\omega=\lg A=$常数，也即不同的 A 值（不同的 $\lg A$ 值），将对应一族与之平行的 45°度线。这样就相当于给出一个度量加速度值的斜坐标轴。平面上的任意一点必须有一条这样的坐标线通过，这就规定了它的拟加速度谱值。同理，在这样图上的一组从右上到左下的 45°角平行线族将给出平面上的任意一点的位移反应谱的坐标线。因此，对应平面上的一点将有四个坐标线通过：频率坐标（对数值）拟速度反应谱坐标，位移反应谱坐标和拟加速度反应谱坐标，并可同时给出这四个坐标值。反之，只要知道系统的任意两个参数（如频率和拟速度反应谱值），便可确定平面上该点的位移值，进而可立即得到该系统的另外两个谱值来。因此，三联谱的突出优点是能把系统的三个谱值表示在同一张图上。画出该图上的任意一条反应谱曲线既是拟速度反应谱曲线，同时又是位移反应谱曲线和拟加速度反应谱曲线。

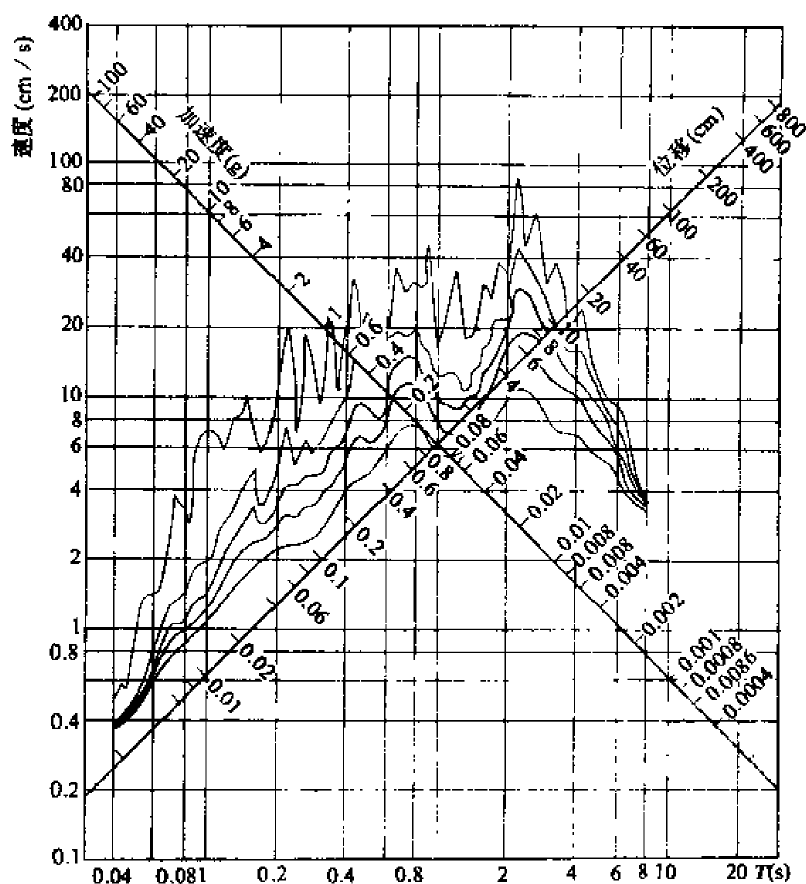


图 2.1.4 典型的三联反应谱

(3)标准反应谱：在实际应用中，取谱值与地震动的最大值之比作为纵坐标，横坐标仍以频率或周期表示，构成一无量纲的反应谱。这类反应谱称为标准反应谱。标准反应谱定义如下：

标准加速度反应谱：
$$\frac{\left|\ddot{y}(t)+\ddot{x}(t)\right|_{\max}}{\left|\ddot{x}(t)\right|_{\max}}=\frac{S_a}{\left|\ddot{x}\right|_{\max}}$$

标准速度反应谱：
$$\frac{\left|\dot{y}(t)\right|_{\max}}{\left|\dot{x}(t)\right|_{\max}}=\frac{S_v}{\left|\dot{x}\right|_{\max}}$$

标准位移反应谱：
$$\frac{\left|y(t)\right|_{\max}}{\left|x(t)\right|_{\max}}=\frac{S_d}{\left|x\right|_{\max}}$$

标准反应谱的概念，也同样可用于拟反应谱中，如标准拟加速度反应谱为：

$$\frac{\omega^2 S_d}{\left|\ddot{x}\right|_{\max}}=\frac{A}{\left|\ddot{x}\right|_{\max}}$$

标准反应谱通常还称为动力放大系数，如

加速度动力放大系数： $\beta_a = S_a / |\ddot{x}|_{max}$

速度动力放大系数： $\beta_v = S_v / |\dot{x}|_{max}$

位移动力放大系数： $\beta_d = S_d / |x|_{max}$

这些量分别表示单质点系统的最大地震动反应（最大加速度、速度或位移反应）对输入地震动最大值（加速度、速度或位移）的放大倍数。图 2.1.5 表示了由加速度反应谱(a)转换成标准加速度反应谱(b)的方法和过程。从图中可以看出，反应谱和标准反应谱在形状上是完全一致的。对长周期系统来说，如为柔性结构，和标准位移谱的坐标线平行，且接近于谱值 $D/x_{max}=1$。这表明对周期足够长的结构来说，其最大地震反应接近于最大输入地震位移。同样，高频体系最大反应接近于谱值 $A/x_{max}=1$，表明高频体系结构的最大加速度接近于最大输入地震动加速度，其动力放大倍数约为 1，这就类似于和地面刚性联接的刚体运动情况。对于大多数中频结构来说，它们的加速度、速度、位移反应都有不同程度的放大或缩小。总的来说，位移放大倍数小于速度放大倍数，而速度放大倍数小于加速度放大倍数。

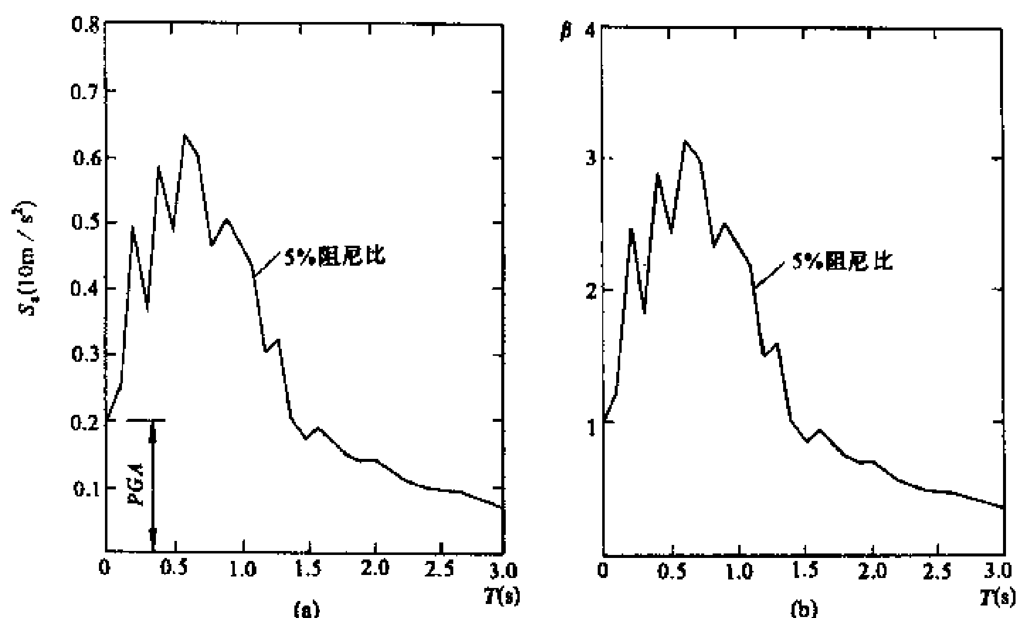


图 2.1.5 标准反应谱

(a) 谱加速度(S_a)与结构周期(T)的关系；

(b) 标准反应谱放大系数(β)与结构周期(T)的关系

3. 三联反应谱的转移周期和线性反应谱的标定

(1) 谱的转移周期：在三联反应谱上能把加速度、速度和位移分割开来的周期（或频率）称其为转移周期。可用其来确定谱界值（图 2.1.6），一般比值 v/a 和 ad/v^2 按两个转移周期去确定。如图 2.1.6 所示，转移周期 T_1 和 T_2 有如下关系：

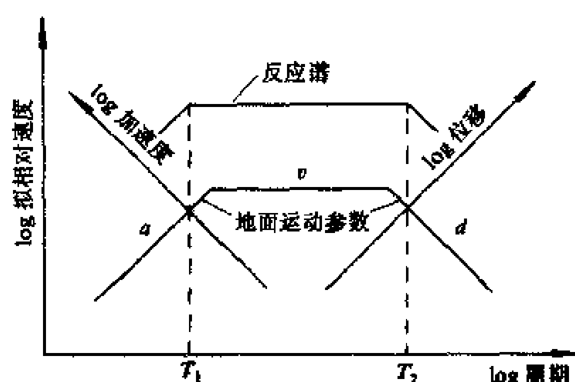


图 2.1.6 反应谱转移周期 T_1 和 T_2 关系示意图
a.地面峰值加速度；v.地面峰值速度；d.地面峰值位移

$$T_1 \approx v/a$$

$$T_2/T_1 \approx ad/v^2$$

此概念首先由 Newmark 和 Hall (1969) 提出，后来被许多研究者用以构成广义的标准反应谱。

(2) 线性反应谱标定：反应谱标定是一种简便的确定地震反应谱的方法。它是根据弹性反应谱基本特征通过各自独立的三个地震动峰值参数 a（PGA），v（PGV）和 d（PGD）在四对数坐标图上进行。具体方法步骤如下：

① 根据场地地质环境和场地条件，并根据需要，独立地进行场地岩石地震动危险性分析，得到给定年限、给定超越概率水平条件下场地岩石峰值地震动。在一般情况下，可选用 50 年、$P=0.1$ 时场地岩石地震动参数，这三个参数分别为 PBA，PGV，PGD。

②在四对数图上分别以 PGA，PGV，PGD 值画三根直线（图 2.1.7 中虚线），通过交点的连线即为岩石地震动谱。

③用弹性反应谱的放大系数（表 2.1.5），按图 2.1.7 方法得到岩石场地弹性反应谱（折线 IGKLMN）。为了保守起见，可用

$$\varphi_{pe}=\varphi_e+\delta_p\sigma_e$$

代替表 2.1.5 中平均值 φ_e，$\delta_p=0,1,2$，分别表示相应于不超越概率 $P=0.50$，0.84，0.95（设为正态分布）常用者为 84 分位数值，即 $\delta_p=1$。σ_e 为标准差。

表 2.1.5 弹性反应谱放大系数（胡聿贤，1988）

阻尼比	谱	1979			1973		
		φ_e	σ_e	变异系数	φ_e	σ_e	变异系数
2%	位移	1.69	0.83	0.49	1.68	0.83	0.49
	速度	2.03	0.85	0.42	2.06	0.92	0.45
	加速度	3.08	0.74	0.24	2.76	0.89	0.32
5%	位移	1.47	0.64	0.43	1.40	0.64	0.46
	速度	1.55	0.60	0.39	1.66	0.66	0.40
	加速度	2.28	0.49	0.22	2.11	0.49	0.23
10%	位移	1.23	0.48	0.39	1.15	0.47	0.41
	速度	1.20	0.44	0.36	1.34	0.47	0.35
	加速度	1.78	0.32	0.18	1.65	0.36	0.22

④所得到岩石地面反应谱可以作为岩石场地弹性设计谱，亦可作为场地地震反应分析

用输入地震动合成的目标谱。对于平均场地采用相应条件所得到的 *PGA*、*PGV* 和 *PGD*，应用上述方法亦可得到平均场地条件下弹性设计谱或其他给定条件下的弹性设计谱（图 2.1.7)。

4. 反应谱的特性

第一，绝对刚性的结构物($T=0$)的相对位移、相对速度、相对加速度反应均等于零，而绝对加速度最大反应则等于地震动最大加速度，即

$$S_a\ (T\to 0)\ =a,\ S_v\ (T\to 0)\ =S_d\ (T\to 0)\ =0$$

在实际应用中作为一个近似，对 $T=0.03$s 的 S_a，可视为地震动的 *PGA*。

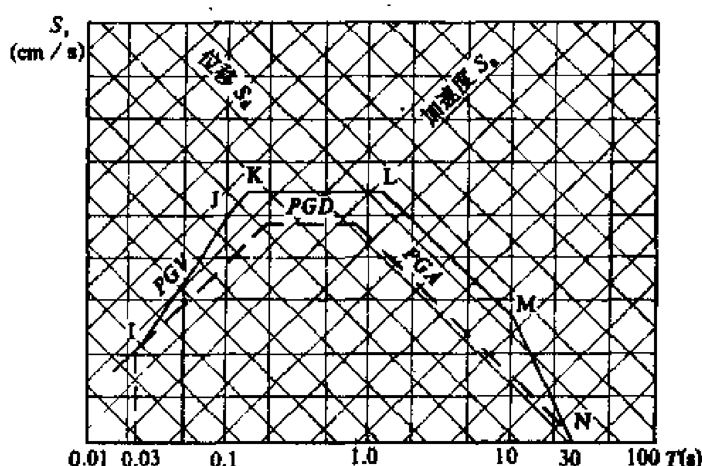


图 2.1.7 弹性反应谱标定方法

S_v为相对速度反应；T为结构周期

第二，无限柔性的结构（$T\to\infty$）的最大相对位移反应 d、相对速度反应 v 和相对加速度反应 a 均分别等于地震动的最大位移、速度和加速度，而绝对加速度反应则等于零，即

$$S_a\ (T\to\infty)\ =0,\ S_v\ (T\to\infty)\ =v,\ S_d\ (T\to\infty)\ =d$$

第三，反应谱的高频段主要决定于地震动最大加速度 a，中频段决定于地震动最大速度 v，低频段决定于地震动最大位移 d。因此，根据场地所处地震环境和场地局部条件而确定的地震动最大值 a,v 和 d，可以用来标定该场地条件下的反应谱。

第四，在线性反应谱中，相对位移谱、相对速度谱与绝对加速度谱之间存在以下近似关系：

$$S_a=\omega S_v=\omega^2 S_d$$

所以，在四对数坐标图上可以同时表示三个参量。

第五，用规正化后的标准加速度反应谱 $\beta(T,\zeta)$，阻尼对反应谱的影响表达式可以写成：

$$\beta(T,\zeta)=\beta(T,\zeta=0.05)\lambda(\zeta,T)$$

$$\lambda(\zeta,T)=\sqrt[3]{16.6\zeta+0.16}\ \left(\frac{0.8}{T}\right)^{\alpha(\zeta)}$$

$$\alpha(\zeta) = (0.05 - \zeta) / (0.156 + 3.38\zeta)$$

第六，从随机振动观点，反应谱是有随机性的，因此，应该指明其发生的概率，或者在给出反应谱的同时，给出方差。

第七，对于规正化的反应谱，其形状可以用优势（卓越）周期和优势周期两侧宽窄来反映。前者反映最大反应的周期，可用反应峰值来代表，有时由几个相近峰值来表示某个范围的优势反应；后者反应了不同结构对地震动作用敏感性差异程度。差异程度大，则谱形陡窄。差异程度小，则谱形缓宽。

5. 谱烈度（或谱强度）（Housner，1952）

谱烈度定义为 0.1—2.5s 的周期之间谱曲线下面的面积（图 2.1.8）。其表达式可写为：

$$SI(\zeta) = \int_{0.1}^{2.5} S_v(T,\zeta)dT$$

式中，S_v 为速度反应谱，ζ 和 T 分别为结构临界阻尼比和周期。谱烈度代表了一般结构物的可能峰值反应。由于阻尼比 ζ 不同，将会有不同的谱烈度值（表 2.1.6）。根据表中 0.2 临界阻尼谱烈度和 MMI 的资料，两者的经验关系为：

$$SI = 8.5\left(\frac{MMI}{11.5}\right)^3$$

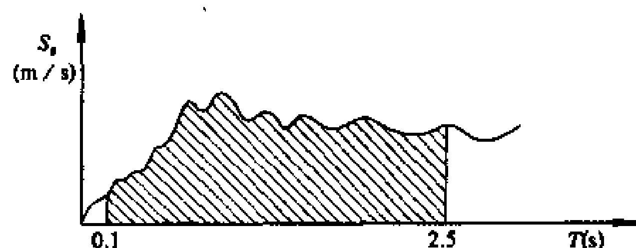


图 2.1.8　Housner 的谱强度定义图

表 2.1.6　地震谱烈度表（据 Housner, 1952）

编号	地　点	时　间	MMI	谱烈度		
				阻尼比 0.0	阻尼比 0.2	阻尼比 0.4
1	加州埃尔森特罗	1940.5.18	7.5	8.35	2.71	1.89
2	加州埃尔森特罗	1934.12.30	6	5.88	2.09	1.61
3	华盛顿州奥林匹亚	1949.4.13	8	5.82	2.21	1.77
4	加州韦尔农	1933.3.10	7.5	4.62	1.70	--
5	加州圣他巴巴拉	1941.6.30	7	3.29	1.80	1.46
6	加州费恩特尔	1941.10.3	6	2.99	1.41	1.14
7	洛杉矶地铁终站	1933.3.10	6.5	2.94	0.28	–
8	华盛顿西雅图州	1949.4.13	8	2.63	1.10	0.84
9	加州霍利斯特	1949.3.9	7	2.36	1.27	1.00
10	蒙大拿州赫勒纳	1935.10.31	8	1.82	1.02	-
11	加州费恩特尔	1933.9.11	6	1.45	0.64	
12	加州韦尔农	1933.10.2	6	1.32	0.69	0.53
13	加州费恩特尔	1941.2.9	6	1.10	0.40	–
14	洛杉矶地铁终站	1933.10.2	5.75	0.96	0.45	0.35

2.1.3 傅里叶变换和傅里叶振幅谱

1. 傅里叶级数

若函数$f(t)$是以 T 为周期的周期函数，即$f(t+T)=f(t)$；而且在区间$[-T/2, T/2]$内可以分成有限个小区间。在每一个这样的小区间内，$f(t)$或是单调递增或是单调递减，则函数$f(t)$可以展开成无限多个三角函数之和，使

$$\frac{a_0}{2}+\sum_{n=1}^{\infty}(a_n\cos n\omega_0 t+b_n\sin n\omega_0 t)$$

$$=\begin{cases} f(t) & (\text{当}t\text{为}f(t)\text{的连续点时}) \\ \frac{1}{2}[f(t+0)+f(t-0) & (\text{当}t\text{不为}f(t)\text{的连续点时}) \end{cases} \tag{2.1.8}$$

上式左边的三角函数为$f(t)$的傅里叶级数；式中的 a_0，a_n 和 b_n 称为傅里叶系数，其中，

$$a_0=\frac{2}{T}\int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} f(t)\mathrm{d}t$$

$$a_n=\frac{2}{T}\int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} f(t)\cos n\omega_0 t\mathrm{d}t,\ (n=1,2,\cdots)$$

$$b_n=\frac{2}{T}\int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} f(t)\sin n\omega_0 t\mathrm{d}t,\ (n=1,2,\cdots) \tag{2.1.9}$$

$\omega_0=2\pi/T$为圆频率。

由上式可见，系数 a_0 是函数$f(t)$在积分区间$[-T/2,T/2]$内的平均值，a_n 和 b_n 分别是调制函数$f(t)\cos n\omega_0 t$ 和$f(t)\sin n\omega_0 t$ 在区间内的两倍平均值。在电学中，$a_0/2$ 也常称为函数$f(t)$的直流分量；a_n 和 b_n 分别称为$f(t)$的交流分量。

2. 傅里叶积分

若把傅里叶系数公式中的积分变量 t 改为变量代入，并代入式 2.1.8 中，再经过适当的变换，则可以得到函数$f(t)$的傅里叶积分表达式：

$$f(t)=\frac{1}{\pi}\int_0^{\infty}d\omega\int_{-\infty}^{\infty}f(\lambda)\cos\omega(t-\lambda)\mathrm{d}\lambda \tag{2.1.10}$$

3. 傅里叶变换

根据函数$f(t)$的余弦变换和正弦变换得到函数$f(t)$的傅里叶变换或函数$f(t)$的傅里叶谱：

$$F(\omega)=\int_{-\infty}^{\infty}f(t)\mathrm{e}^{-i\omega t}\mathrm{d}t \tag{2.1.11}$$

因为存在下列关系：

$$F(\omega)=a(\omega)-ib(\omega)=|F(\omega)|\cdot\mathrm{e}^{i\varphi(\omega)}$$

故又称

$$|F(\omega)|=\sqrt{a^2(\omega)+b^2(\omega)}$$

为函数$f(t)$的振幅谱；称

$$\varphi(\omega)=\operatorname{arctg}(-\frac{b(\omega)}{a(\omega)})$$

为函数$f(t)$的相位谱；称

$$f(\omega)=\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}F(\omega)e^{i\omega t}d\omega$$

为$F(\omega)$的逆傅里叶谱。

4. **傅里叶振幅谱的物理意义**

根据傅里叶变换的定义，持续时间为T的一个加速度记录$\ddot{x}(t)$的傅里叶振幅谱为

$$|F(\omega)|=\sqrt{[\int_0^T\ddot{x}(\tau)\cos\omega\tau d\tau]^2+[\int_0^T\ddot{x}(\tau)\sin\omega\tau d\tau]^2}$$

相位谱为

$$\varphi=\operatorname{arctg}\left[\frac{\int_0^T\ddot{x}(\tau)\sin\omega\tau d\tau}{\int_0^T\ddot{x}(\tau)\cos\omega\tau d\tau}\right]$$

一个静止的单自由度振动体系，其质量为m，刚度为k，自振周期 $T=2\pi/\omega$（$\omega=\sqrt{(k/m)}$），则其绝对加速度为$\ddot{x}(t)$的相对速度反应谱为

$$\dot{y}(t)=-\left[(\int_0^t\ddot{x}(\tau)\cos\omega\tau d\tau]^2+(\int_0^t\ddot{x}(\tau)\sin\omega\tau d\tau]^2\right]^{1/2}\cos(\omega t+\varphi)$$

式中，$\varphi=\operatorname{arctg}\left[-\frac{\int_0^t\ddot{x}(\tau)\sin\omega\tau d\tau}{\int_0^t\ddot{x}(\tau)\cos\omega\tau d\tau}\right]$。

对于一个体系而言，其总能量为总位能与总动能之和，总位能 $=\frac{1}{2}k[y(t)]^2$，总动能 $=\frac{1}{2}m[\dot{y}(t)]^2$，所以，对应时间$t$时，体系总能量$E(t)$为：

$$\begin{aligned}E(t)&=\frac{1}{2}k[y(t)]^2+\frac{1}{2}m[\dot{y}(t)]^2\\&=\frac{1}{2}\left\{\left[\int_0^t\ddot{x}(\tau)\cos\omega\tau d\tau\right]^2+\left[\int_0^t\ddot{x}(\tau)\sin\omega\tau d\tau\right]^2\right\}\end{aligned}$$

当时间$t=T$时，即当输入地震加速度终了时的体系总能量为：

$$E(T)=\frac{1}{2}m\left\{\left[\int_0^T \ddot{x}(\tau)\cos\omega\tau\mathrm{d}\tau\right]^2+\left[\int_0^T \ddot{x}(\tau)\sin\omega\tau\mathrm{d}\tau\right]^2\right\}$$

比较式$E(T)$和$|F(\omega)|$两表达式可得

$$|F(\omega)|=\frac{\sqrt{2E(T)}}{m}$$

由此可见，地震加速度记录$\ddot{x}(t)$（持续时间为T）的傅里叶振幅谱等于单自由度体系在驱动终了时，每单位质量之总能量二倍的方根值。

5. **傅里叶相位谱的物理意义**

相位谱可以写成如下形式：

$$\varphi(\omega)=\mathrm{arctg}\left[\frac{\omega y(T)\cos\omega T-\dot{y}\sin\omega T}{\omega y(T)\sin\omega T+\dot{y}\cos\omega T}\right]$$

式中，ω为圆频率；T为$\ddot{x}(t)$的持时。当T为$2\pi/\omega$的整数倍时，即$T=N(2\pi/\omega)$(N为整数)时，代入上式得：

$$\varphi(\omega)=\mathrm{arctg}\frac{\omega y(T)}{\dot{y}(\omega)T}=\mathrm{arctg}\sqrt{\frac{\frac{1}{2}k[y(T)]^2}{\frac{1}{2}m[\dot{y}(T)]^2}}=\mathrm{arctg}\left[\frac{\text{终位能}}{\text{终动能}}\right]^{1/2}$$

亦即地震加速度$\ddot{x}(t)$的傅里叶相位谱与圆频率为ω的单自由度体系在驱动终了时($t=T$)的终位能与终动能之比的平方根相关。

6. **傅里叶谱和相对速度反应谱的关系**

体系的零阻尼($\zeta=0$)速度反应谱值应为

$$S_v(T,0)=\left|\sqrt{\left[\int_0^t \ddot{x}(\tau)\cos\omega\tau\mathrm{d}\tau\right]^2+\left[\int_0^t \ddot{x}(\tau)\sin\omega\tau\mathrm{d}\tau\right]^2}\right|_{\max}$$

与傅里叶振幅谱表达式相比较，下列关系式可成立：

$$S_v(T,0)\geqslant|F(\omega)|$$

即地震加速度$\ddot{x}(\tau)$的零阻尼速度反应谱是它的傅里叶振幅谱的上限值。

7. **Arias强度和均方根加速度**

地震动加速度$a(t)$的傅里叶振幅谱是$a(t)$傅里叶转换的绝对值

$$A(\omega)=\left|\int_{-\infty}^{\infty}a(t)\mathrm{e}^{i\omega t}\mathrm{d}t\right|=\left|\int_0^{t_0}a(t)\mathrm{e}^{i\omega t}\mathrm{d}t\right|$$

式中，ω是振动频率（rad／s）；i是$\sqrt{-1}$；t_0是数字化加速度记录长度（s）。傅里叶振傅谱的平方$A^2(\omega)$表示了在整个频率轴上分布的地震动能量。在所有频率上积分，直接和总振动能I_0相关。总振动能量定义为Arias强度（Arias，1969）：

$$I_0=\int_0^{t_0}a^2(t)\mathrm{d}t=\int_{-\infty}^{\infty}a^2(t)=\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}A^2(\omega)\mathrm{d}\omega=\int_0^{\infty}A^2(\omega)\mathrm{d}\omega$$

因为正弦曲线相的随机性，记录的地震动的振幅谱似乎是高阶变量，波峰和波谷的大小和位置对计算详细程度很敏感（即对时间和频率间隔的选取很敏感）。我们感兴趣的仅仅是 $A^2(\omega)$ 的期望值 $A^2(\omega)'$，这可以通过对整个频段适当的局部平均或平滑得到。因此，$A^2(\omega)'$ 将取自加速度傅里叶谱的平方根 RMS，即取自 $A^2(\omega)$ 的平方根。

和 $A^2(\omega)'$ 密切相关的是功率谱密度函数 $G(\omega)$。$G(\omega)$ 表示了所有频率上地震动“功”或单位时间能量函数

$$G(\omega) \propto (1/S_0) \times A^2(\omega)'$$

式中，S_0 是已确定的地震持时；$G(\omega)$是单边($\omega>0$)谱密度函数（Sdf）。Sdf 的基本性质是在整个频段上通过对 $G(\omega)$积分得到均方根加速度 σ_0^2:

$$\sigma_0{}^2 = \int_0^{\infty} G(\omega)d\omega$$

式中，$\sigma_0{}^2$ 是均方根强地震动加速度，也可以写成

$$I_0 = S_0\sigma_0{}^2$$

总之，总的地震强度以不变平均功率 $\sigma_0{}^2$ 在整个地震动间隔 S_0 均一分布，联合上两式就给一个比例常数

$$G(\omega) = \frac{1}{\pi S_0} A^2(\omega)'$$

在一个地震加速度记录图上，上式各参数的物理含义可用图 2.1.9 表示出来。在累积能量图(图 2.1.10)上，若定义 Δ 为强震持时，并对应着直线斜率的时间，Housner(1975)

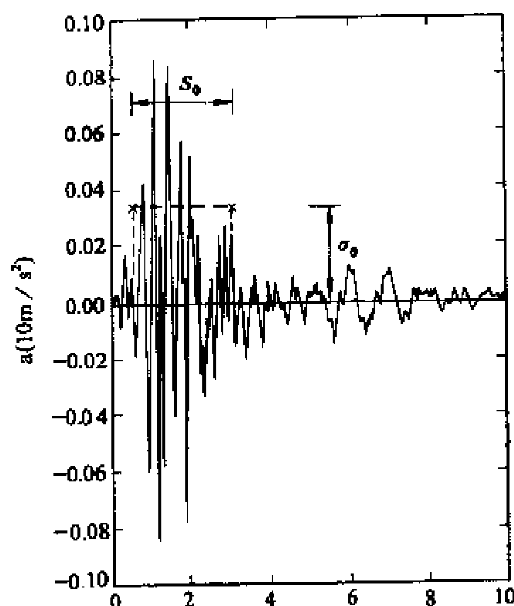


图 2.1.9 功率谱密度函数 $G(\omega)$ 各参数物理含义图

$a_{max}=0.085g$；$I_0=2734cm^2/s^3$；$r=2.55$；$\sigma_0=0.033g$；$S_0=2.6s$

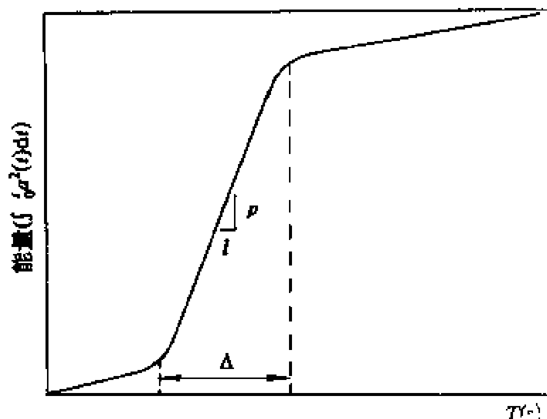


图 2.1.10 加速度记录积累能量图

$\bar{a}=\sqrt{p}$＝强震部分均方根加速度；Δ＝强震持续时间

定义此斜率为地震动功率 p

$$p=\frac{1}{t_0}\int_0^{\Delta}a^2(t)\mathrm{d}t=\sigma_0{}^2$$

由上式定义可知均方根加速度实质上反映了一定时间范围内地震动能量，因此，具有某种程度的时间含义。由于其积分性质，*RMS* 值显然很少受地震动记录中极端峰的影响。因此，在地震工程的实践中，*RMS* 也将成为被选作较好的参数之一。近些年来，由于近场地震动观测和地震动预测的模拟地震学研究，逐步注意到高频地震动对工程影响的研究，而均方根加速度往往是表征高频地震动的主要参数之一，而且也可以用简单的数学表达式，将其和震源力学参数相联系，从而在缺乏强震记录的地方根据震源力学特征，进行估算或验证、修改预测结果。Hanks（1972）推导出均方根加速度与震源力学参数之间的关系式为

$$a_{RMS}=0.34(F^S)\cdot\frac{\sigma}{\rho(R)^{3/2}}\cdot(Q_\beta r_0)^{1/2}$$

式中，F^S 为双力偶源 SH 或 SV 波的辐射图；σ 为地震位错时应力降；ρ 为震源区岩石密度；R 为点源到接受点的距离；Q_β 是品质因子；r_0 为震源破裂的尺度。从上式中可以看出，地震动强度是和地震释放的应力成正比。若 $r_0 \propto M_0^{1/3}$，则 a_{RMS} 和 $M_0^{1/6}$ 成正比。因此，地震大小对高频地震动强度影响并不敏感。Papageorgion（1981，1983）应用断层特殊的障碍模式（圆破裂集合）导出相类似的结果。

Chang 和 Franklin（1987）根据地震记录和 *MMI* 资料，得到均方根加速度 *RMSA*，功率谱密度函数 *PSDF*。Arias 强度 I_0 的上界值和 *MMI* 关系如表 2.1.7 和 2.1.8，表中坚硬场地为岩石（11 个地震 56 个记录）和硬土（36 个地震 131 个记录），软场地为厚层松散土（47 个地震 120 个记录）和软到中等粘土和砂土（28 个地震 114 个记录）。

表 2.1.7　*RMSA*(cm / s²)上界和 MMI 关系表

MMI	坚硬场地	松软场地
Ⅻ	400—500	250—400
Ⅺ	290—400	200—250
Ⅹ	200—290	150—200
Ⅸ	150—200	100—150
Ⅷ	100—150	70—100
Ⅶ	700—100	50—70
Ⅵ	50—70	30—50

表 2.1.8　I_0(cm² / s²)上界和 *MMI* 关系表

MMI	坚硬场地(×10⁴)	松软场地(×10⁴)
Ⅻ	135—160	120
Ⅺ	82—92	70
Ⅹ	52—54	40
Ⅸ	30—34	24
Ⅷ	17—20	14
Ⅶ	10—13	8
Ⅵ	6—8	5
Ⅴ	3—5	3
Ⅳ	2—3	2

2.1.4　地震动持续时间

1. 地震动持续时间的作用

反应谱的缺点是未能明确地表示振动的持续时间，仅仅考虑了线性反应中持续时间的影响（ATC，1978），地震学家和工程师知道并认识到长时间的地震动的重要性，但对这一参数的系统研究仅仅最近才开始。强震持续时间在震害及其对结构的影响，主要反应在

如下几个方面：

(1)震害的实例反映了地震动持续时间对震害的影响，烈度相当于平均震害程度，表2.1.9是部分强震观测地震动参数和烈度及震害资料表。从表中可以看出，尽管峰值加速度（这里用地震动系数 $k=a_P/g$，它是作为地震强度之一）相差不大，但地震持续时间和地震震害（或地震烈度）却有较大的差别。典型的例子是，1966年6月28日美国帕可菲尔德地震动达0.5g，对应的震害为Ⅶ度，而1940年5月28日美国爱而森特地震峰值加速度仅0.32g，而其对应的震害达Ⅷ度。对此两者的持续时间，其差别达3—10倍。

表2.1.9　几次地震动参数与震害的对比

时　间 (年.月.日)	地震名称	记录地点	M	距离 (km)	烈度	a_P/g	持时 (s)	注
1964.11.14	日本茨城府湾外	东海村	5.1		Ⅴ	0.22	1	日本烈度Ⅵ
1967.11.11	日本北海道东	钏　路			Ⅵ	0.23	1	日本烈度Ⅳ
1967.11.19	日本茨城府湾	东海村			Ⅴ	0.48	1	日本烈度Ⅲ
1972.9.4	美石谷	梅伦迪牧场	4.7	10	Ⅵ	0.69	2	无明显结构破坏，高频
1973.11.4	希腊洛伊卡斯	洛伊卡斯	6	25	Ⅶ	0.54	3	
1966.8.4	日本松代	松　代	4.7	2	Ⅴ	0.39	3	
1966.4.5	日本松代	松　代	5.1	4	Ⅵ	0.42	4	
1957.3.18	美韦内姆港	韦内姆港	4.7	7	Ⅵ	0.17	1—2	
1966.6.28	美帕克菲尔德	No.2	5.6	0.08	Ⅶ	0.50	2—8	断层距
1971.2.9	美圣费尔南多	帕科伊马	6.6	震中区	Ⅸ	1.25	7	
1965.12.9	墨西哥	阿卡普尔柯	6.8	60	Ⅵ	0.27	8	
1949.4.13	美奥林匹亚	西雅图	7.1	40	Ⅷ	0.09	20—45	
1968.5.16	日本十胜冲	八　户	7.9	179	Ⅶ—Ⅷ	0.23	20—30	日本烈度Ⅴ
1968.5.16	日本十胜冲	室　兰	7.9	310	Ⅵ	0.21	20—30	日本烈度Ⅳ
1964.6.12	日本新	新	7.7	38	Ⅶ—Ⅷ	0.16	30	日本烈度Ⅴ
1940.5.18	美英佩里亚尔流域	埃尔森特罗	7.0	20	Ⅷ	0.32	30	
1962.5.11	墨西哥	市、公园	7.0	260	Ⅵ—Ⅶ	0.049	60	
1962.5.19	墨西哥	市、公园	7.1	260	Ⅵ—Ⅶ	0.039	60	

(2)强震持时对饱和松散沉积砂土类地层的震动液化有重要的作用，并且首先把持时作为“等效循环次数”的尺度编入有关设计和评价方法中（Seed和Idriss，1967，1971；Seed等，1975c）。近20年来，地震实践确认强震持时明确地影响着土体的破坏程度。水压填实的圣非尔南多低坝在1971年地震时产生的液化失效似乎发生在地震动的尾端，导致了上至坝顶以下几英尺的[illegible]失效。如果该次地震持时很短，失效也许根本不会发生（Seed等，1975b）。

(3)持时的重要意义存在于非线性体系的最大反应和能量耗散积累内两种反应之中。

Husid（1967）提出持时对屈服结构破坏和倒塌的重要意义，持时也对结构低周期疲劳现象起关键的作用。伊利诺斯大学洪华生领导的研究工作明确提出结构物的双重破坏准则作为设计的依据，即采用最大反应 u（强度或变形）和积累的非线性能量损耗 E 这两个指标（Sues 等，1983）。根据这一理解，强震动持时的重要性可以归结为如下四点：第一，对线性体系，强震持时增加将使地震动与反应出现较大值的概率提高，但这一影响一般是不大的；第二，对于无退化的非线性体系，持时对最大反应的影响还在于持时的增加使出现较大永久变形的概率提高，但一般也不大；第三，对于退化性强的非线性体系或考虑具有下降段恢复力特性体系，持时对最大反应的影响可以是很大的，持时长的地震动的破坏能力大，持时短的破坏能力小。持时从 1s 变化到 50s，破坏能力平均增大 40 倍（Takizawa 和 Jennings，1980）；第四，持时对退化型或无退化非线性体系的能量损耗积累有较大影响。因此，在结构的动力分析中，特别是研究非线性体系中，持时的选择是极为重要的参数。

(4)地震持时也构成了包括人造地震图合成在内的地震反应概率法的主要形态特征。

因此，Housner（1975）提出用两个参数，一个描述地震动水平，另一个描述地震动持时，共同来定义地震动强度。

2. Husid 图

Husid（1969）提出一个已知加速度能量随时间上升的图，用来估价地震动记录的振动水平。用积分

$$\int_0^t a^2(t)\mathrm{d}t$$

来定量表示振动强度随时间 t 的变化。式中，$a(t)$ 为地震动加速度记录时程；t 表示给定的积分时段。若将此积分除以该记录 $a(t)$ 在整个记录时段 t_e 上的积分值，并用标准变量 $h(t)$ 来表示：

$$h(t)=\frac{\int_0^t a^2(t)\mathrm{d}t}{\int_0^{t_e} a^2(t)\mathrm{d}t}$$

式中，t_e 为地震动总记录时间或总持续时间。记录始点 $h(0)=0$，记录终点 $h(t_e)=1$（或百分之百）。$h(t)$随时间变化的图即为 Husid 图（图 2.1.11）。从图中可以看出，任意一个强震记录或地震动时程对应其 Husid 图上有相对一致的特征，即它们由三部分组成：

(1)初始部分：主要是由 P 波构成的微弱振动，它对应着 Husid 图中缓变的斜率；

(2)中间部分：主要由 S 波所组成的强振动部分，它对应着 Husid 图中陡斜率；

(3)最后部分：它对应着非直达体波或面波。在岩石地面这部分记录较弱，在软土场地上的记录显示有中等强度，对应着 Husid 图中平滑部分。

3. 关于强震持续时间的一些概念

在地震工程应用中，虽然持续时间作为一个时间概念，但不同作者从不同出发点，先

后提出过各种持时的概念。概括起来主要有：

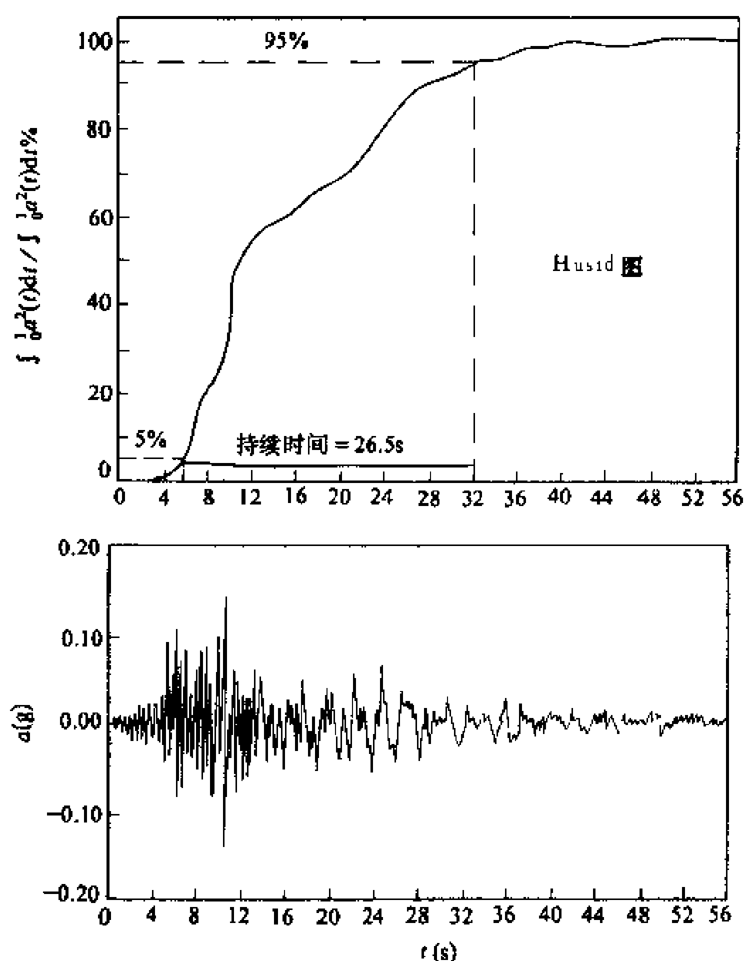


图 2.1.11　大震记录的 Husid 图和强震持续时间

(1)括号持时：Bolt（1973）的兴趣是寻求结构基底振动持时，他以地震动趋于某一加速度水平为依据，提出"括号持时"定义。此持时确定是通过一个选择的加速度水平，然后找出第一和最后大于选择加速度水平之间的时间作为持时。他建议采用 0.05 或 0.1g 作为这种加速度水平。加速度括号持时取决于加速度绝对值，峰值加速度小于 0.05g 持时为 0。这是一种绝对持时。与此类似，也可取记录中最大值的某一分数值如 1／2，1／3，1／5 不等为强震持时的阈值。但这已不是绝对持时的概念了，而是一个相对幅值的概念。

(2)有效持时或相对持时：Trifunac 和 Brady（1975）定义的持时是和结构反应有关，他根据输入结构的总地震能的百分数来定义持时。他用 Husid 图（图 2.1.11）规定 90% 地震能量作为持时定义，即从 5%上升到 95% 作为持时间隔。其实，Husid（1969）在这以前已提出过这一持时概念，他是在选择代表性加速度记录长度作为设计反应谱时，应用 $h(t)$ 达到 0.95 值(95%)所需的时间。类似的持时定义有：Donovan（1972）定义 $h(t)$达到 0.9（90%）值所需的时间作为持时。Takizawa 和 Jennings（1980）建议用 70%能量作为持时。Housner（1975）则用加速度能量的强烈部分作为持时基础，并以陡直线时间

间隔为地震的有效持时。

(3)累积均方根函数持时：McCann 和 Shan（1979）用累积均方根函数 CRF 定义强震持续时间。累积均方根 CRF 定义为

$$CRF=\sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n}a^2(t_j)}{n-1}}\qquad n=1,\cdots L$$

式中，L 是持续时间（单位秒）。

作为时间函数，CRF 和能量达到平均速率有关，在时间 T 时，CRF 是记录到那个时间的 RMS 值。一般说来，CRF 将很快升到峰值，然后慢慢地降低。对于一个大震来说，也许存在多重的破裂，在 CRF 图中，业可能出现 n 个峰值，从而反映了不同时间到达场地的不同能量水平。因此，应用 CRF 图这一有趣而重要的特征趋势，根据 RMS 或能量平均速率行为特征，用 CRF 对时间求导数，该导数描述能量到达增加或减少，以导数的稳定负值开始时间，作为强震持时。

(4) Vanmarcke 和 Lai（1980）根据美国加州 140 个强震记录分析，发现强震持时近于和 I_0/a_{max} 成正比。a_{max} 是地震动记录最大加速度，采用下式确定强震动持时 S_0:

$$S_0=r^2\frac{I_0}{a_{max}^2}=\begin{cases}[2\ln(2S_0/T_0)](I_0/a_{max}^2) & S_0\geqslant 1.36T_0\\ 2I_0/a_{max}^2 & S_0\leqslant 1.36T_0\end{cases}$$

式中，

$$r=\frac{a_{max}}{\sigma_0}=\begin{cases}\sqrt{2\ln(2S_0/T_0)} & S_0\geqslant 1.36T_0\\ \sqrt{2} & S_0\leqslant 1.36T_0\end{cases}$$

表示平稳震动时间间隔 S_0 情况下的峰值因子，T_0 是地震动优势周期，S_0/T 是间隔时间震动的次数。相对说来，峰值因子 r 受 T_0 的选择影响不大，通常 T_0 是在 0.2—0.6s 以内。

根据超越概率选择的可变性（即 e^{-1} 对 0.5）和 S_0 与 I_0/a_{max} 之间呈线性关系，并据抗震研究结果取峰值因子为 2.74 常数，则初估 S_0 的公式可写成

$$S_0=(2.74)^2\frac{I_0}{a_{max}^2}\approx 7.5\frac{I_0}{a_{max}^2}$$

从上述定义的不同持续时间来看，大致可以归为两类：一类是以地震动的绝对幅值大小在时间轴上的分配为基础，如 Bolt（1973）定义的括号持时。这类持时可称为幅值持时或绝对持时（胡聿贤，1988）。在一些特殊情况下，当规定某一值为幅值持时时，可能会出现如下易于误会的情况，如规定 0.1g 为地震动持续时间的阀值时，则在距离震中较远时，同一个地震的持时可能为 0（当 a_{max}<0.1g 时），这可能会产生没有振动的理解。另外，小于 0.1 甚至 0.05g 时，同样会在一定条件下（如远震、长时间振动）也会导致震害。第二类是以地震动能量在时间轴上的分配为基础定义的持时，可称为能量持续时间，因为确定的标准是相对量，所以亦称相对持续时间（胡聿贤，1988）。这一持时定义似乎有较广泛的应用。

4. 强震持时的主要影响因素

从断裂机制与地球物理模式角度来看，似乎很多人认为强震持时取决于断裂的时间，即在整个断裂长度上传播破裂的时间。因此，地震大小和破裂的长度无疑会影响强震的持时。Housner（1970）给出表 2.1.10 经验关系，反映了持时随震级增大和破裂长度增长而增加。图 2.1.12 表示了一些研究者的有关持时与震级关系结果。不同研究者的结果虽有差别，但总的来说是一致的。即震级增大，地震动持时相应增长。除此而外，地震动持时还受到记录场地和震中距的影响（图 2.1.13）。

表 2.1.10　震级、破裂长度和持时关系表

震　级	断裂近似长度(m)	震动近似时间(s)
3	0.3	
4	0.8	
5	2	1
6	5	8
7	25	20
8	190	35
8.5	530	

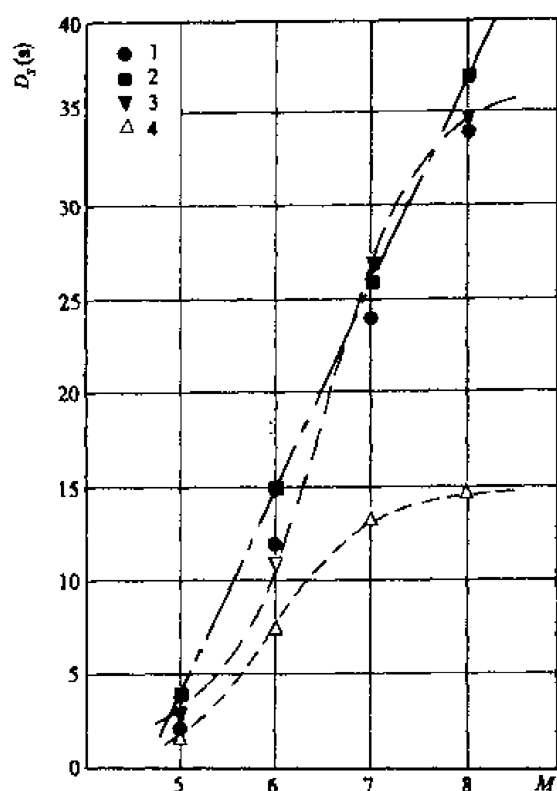


图 2.1.12　震级和持续时间的典型关系

1. Housner, 1965；2. Donovan, 1972；
3. Bolt, 1973, $a>0.05g$；4. Bolt, 1973, $a>0.1g$

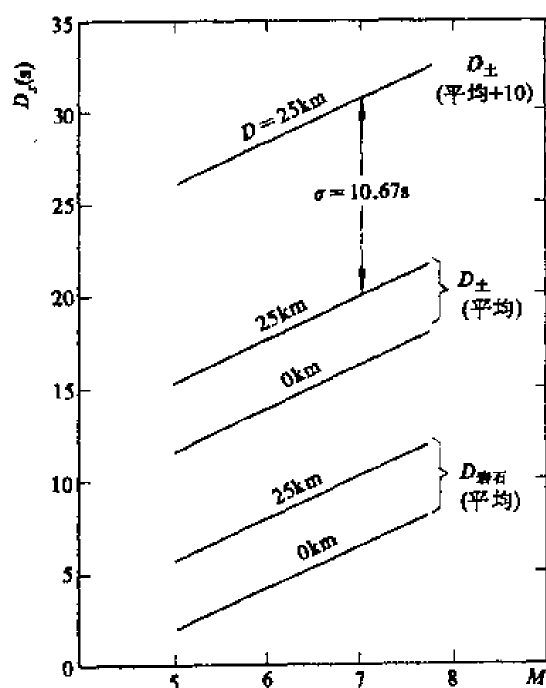


图 2.1.13　震级、震中距、场地地质对有效持时的影响

（据 Trifunac, Brady, 1975）

概括来说，有关持时影响因素的研究资料为数不多，且为数不多的结果也不完全一致。但是，有下列一些总的认识趋势，这些趋势对我们在地震工程研究中估价地震动持时

还是有参考意义的。

(1)强震持时长短反映了断裂的传播时间。因此，随震级增大，断裂长度增大，强震持时也相应增加。

(2)不同土体类型，对强震持时的影响是：基岩上地震动的持时一般小于土中地震动持时。

(3)随着地震到记录台站距离的增加，地震动持时也相应增加。

据 Dobry 等（1978）研究认为，在基岩场地，强震持时 D 和震级 M 有相对稳定的一致关系：$\lg D = 0.432M - 1.83$，$\sigma = 0.127$，而在由土体构成的场地上，有效持时 D 显示较大的离散性。岩石场地持时可作为各种场地持时的下限。

5. 反应地震动频域和时域特征参数——地震反应包络谱

反应谱给出了单质点弹性体系对于实际地震动的最大反应值，它是体系自振周期（或频率）和阻尼之间的函数。但是，反应谱并未给出地震反应与时间之间的关系。因此，无法从反应谱中获取对结构抗震设计来说具有十分重要意义的一些信息，如：

(1)具有不同周期的各体系，它们最大反应值发生在什么时侯?输入地震动的最大幅值和持续时间有什么关系?

(2)体系的反应在各种不同的数值等级上，分别持续了多长时间?与输入地震动的持续时间有什么关系?

(3)系统的阻尼值对反应的持续时间影响如何？

为此，在反应谱基础上，提出反应包络谱（*RES*）的概念。反应包络谱能表示反应在频率域和时间域的特征，包括加速度、速度和位移反应在频域和时域的特征，可以分别称其为加速度、速度、位移包络谱。在给定地震加速度$\ddot{x}(t)$的作用下，体系的反应是时间 t、体系自振周期 T 和阻尼比 ζ 的函数。这样，体系的反应便是时间 t 和自振圆频率（或周期）的二元函数。图 2.1.14 表示 Pacoina 坝 S16° E 分量，5%临界阻尼的速度反应包络线谱。图下为加速度时程记录，图右侧为速度反应谱。

为了直观地反映地震动反应持续时间，可以将上图速度反应包络谱(S_v)时间轴作一些调整，并将谱的位置向左移至起始点，作出如图 2.1.15 形式，则作出反应包络的持续时间谱。该图以循环次数来代表持时。所谓循环次数，就是指系统的反应包络谱值在等于或超过某规定的数值时，所经历的振动周期（在数值上相当于系统的自振周期）的次数。用循环次数表示持续时间只是一种近似，因为当系统的阻尼值很小时，它的反应十分接近于振动周期，相当于系统自振周期的简谐运动。因此，可以在持续时间谱的图上，通过坐标原点画出一族直线，其中每根直线的斜率（相对周期坐标轴而言）C 就代表了循环次数，即

$$C = \frac{持续时间(S)}{自振周期(S)} = 循环次数$$

若把持续时间谱中的速度反应值改为对应的位移或加速度反应谱值（即除以或乘以 $\omega = 2\pi / T$），便可以速度反应包络的持续时间谱来近似地估算位移或加速度反应包络持

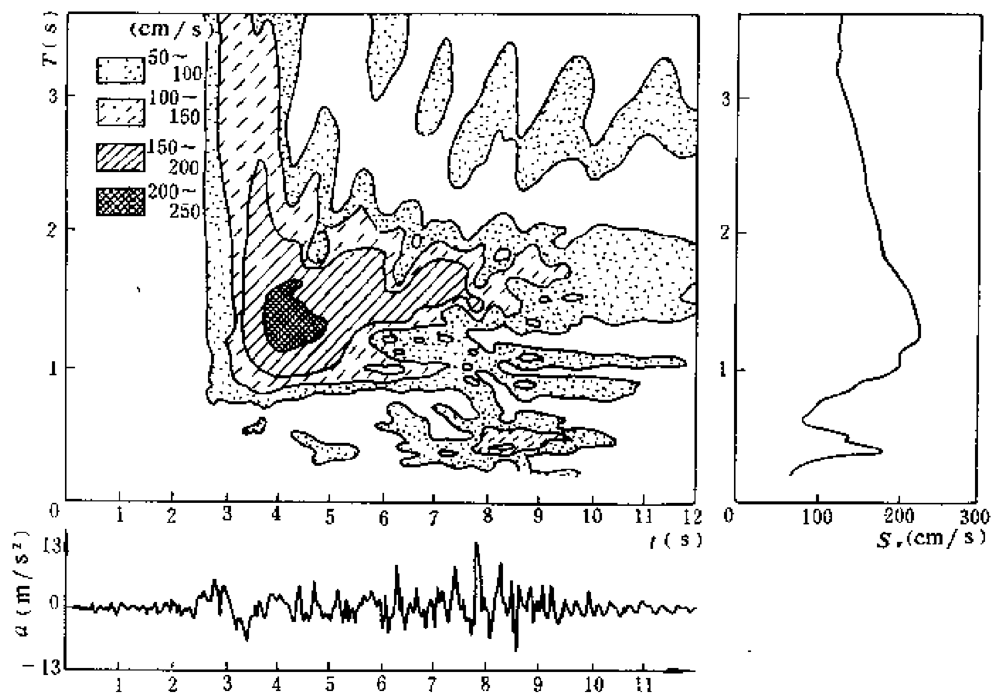


图 2.1.14 典型的地震反应包络线谱

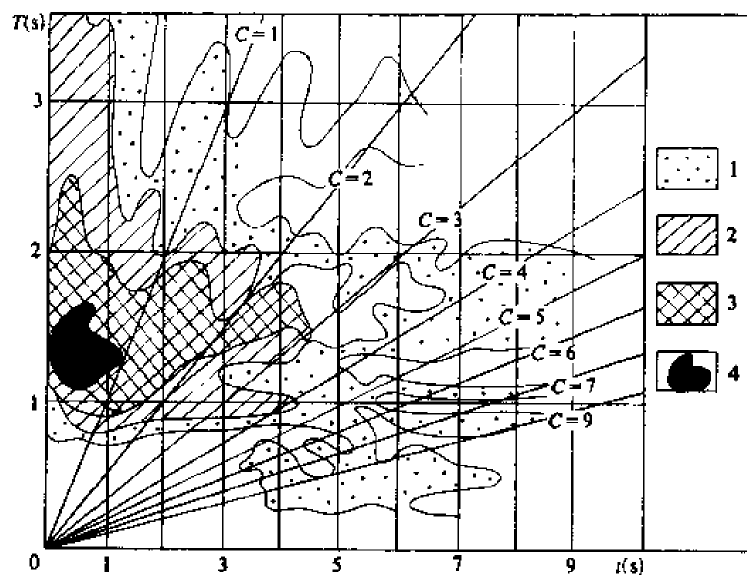


图 2.1.15 反应包络持续时间谱

谱值分档：1. 50—100；2. 100—150；3. 150—200；4. 200—250(单位：cm/s²)

续时间值，也就是说，系统的速度反应包络谱等于或超过某规定值时的持续时间（循环次数）和该系统的位移反应包络谱等于或超过相应值时的持续时间（循环次数），或者加速度反应谱包络谱等于和超过值时的持续时间（循环次数）是近似相等的。这是因为在小阻

尼情况下，速度反应是接近于自振周期的简谐运动，因而三者的持续时间是接近相等的。

在讨论北京平原遭受唐山地震时形成的几个高烈度异常区的原因时，我们用地震动包络线谱表示了地质体的地震反应特点，我们不仅可以看到异常区不仅有较大的地震反应幅值和较长的地震反应时间，而且还可以看到，异常区的地震反应差不多在 0.2—1.0s 之间周期或更长周期范围里都有明显的反应，它们在时程中显示有连续的特点。这些特点一方面反映了在异常区长周期结构反应加重的特征，另一方面也反映了在异常区出现了对产生震害有利的条件。在正常区的地震反应包络线中，总的说来地震反应幅度较小，明显的反应仅仅出现在一个较窄的频带范围里，即使偶而出现较大的地震反应幅值，也仅仅是断续的或短时间的脉冲式而已，并不构成长时间的、宽频带范围的较大地震反应，相对说来，这些地面运动特点对震害的出现就略为有利（蒋溥等，1979）。

2.1.5 地震动区划

工程的抗震设计和震害评估总是以一定的地震动物理量为基础的。虽然烈度在综合描述地震震害方面具有简单、明了特点，但作为抗震设防的依据，还是要将其和地震动参数相对应，从而满足抗震设计和震害分析的需要。随着强震记录的增加，一方面为了解地震动特性及其与震害的关系提供直观数据，另一方面为地面运动预测也提供了基础。这样，直接以地震动参数为主要指标进行预测而满足抗震设计和震害评估需要成为可能。并有可能逐步取代地震烈度。相应的，以地震动为主要指标进行地震区划来满足不同目的需要也在近些年来涌现，这就是所谓地震动区划。

地震动区划和烈度区划除在表达指标和某些方法有些差别而外，其基本原理和方法是相近的，其类型也一样。但由于地震动参数值可以连续表达，因此，表达详细程度可视工程需要而定。根据不同划分依据可以归纳为如表 2.1.11。

表 2.1.11 地震区划主要类型表

区划依据	区划类型
地区范围大小	全国地震动区划 地区性地震动区划 场地地震动区划
区划图比例尺	小比例尺 1：300—400 万 中比例尺 1：50—100 万 大比例尺 1：10—20 万 场地区划 1：5 万 (地震小区划、抗震设防区划)
采用方法	确定性地震动区划 概率地震动区划
使用目的和适用范围	通用性地震动幅值区划 专门性地震动区划
地震动参数指标	峰值地震动区划 设防区划(峰值、谱、持时等)
表达方式	分区 地震动分区图 等地震动幅值图 地震动幅值超越概率图

2.2 地震动地质效应

2.2.1 地震动的震源效应

地震波来自震源错动，震源构造环境、应力状态、位错特征、震源大小和深度等，无不影响着地震动特点。地震动的震源效应主要表现在：

（1） 除了近场而外，一般来说随震级增大，地震动幅值也相应增大。地震震级增大，地震动频率成分也相应丰富起来，尤其是低频能量更为突出。这从震源位移谱的形状上就能看出：地震或地震矩增大，谱的拐角频率逐步向低频方面移动。也就是说，相对小的地震，以相对较高的频率振动能量为主；而较大地震在低频时有较多的能量。从实际的地震动记录来看，地震反应谱也随震级大小不同而明显不同。随着震级增大，较低频率的地震动反应也显突出。同样，距离增加，地震动谱长周期成分也明显加大。此外，随震级增大，地震动持续时间也相应增加。

（2） 根据高频地震动的研究，地震动峰值和均方根峰值与地震位错时释放的应力降成正比（Hanks 和 Johnson，1976；Hanks 和 McGuk，1981）。同样级别的地震，若发生于板内，其所释放的应力降高于发生于板缘的地震。因此，在相同大小地震条件下，板内地震有比板缘地震较大的地震动幅值及相应较高的地震动频率。

（3） 在震源破裂传播的方向上，由于不同位置发生的波的相互叠加作用，形成“多普勒效应”，地震能量沿破裂传播方向集中。因此，增加了地震动幅值。有关这一震源效应，Singh(1982)提供了 1979 英佩纳尔谷地地震的近场观测证据。从宏观上看，地震动位移、速度和加速度沿破裂方向衰减较慢，在垂直破裂方向上，地震动衰减非常快。在靠近断层的地方（断层附近 1km 以内），由于震源方向性的影响，峰值位移最大值和最小值之比可达 5 以上，这一比值随距离增加而减小，较大位移发生在破裂传播方向上。峰值速度有受同样因素控制的特点。峰值速度最大值与最小值之比可达 4 以上。这一比值随距离增加而变小。最大峰值亦发生在破裂传播的方向上。但峰值速度和峰值位移相比较，前者变化幅度较小，这可能暗示破裂始发点峰值速度达到饱和，而峰值加速度变化较为复杂。对于频谱，由于断裂带频波的传播效应，其特点是：首先，移动震源的影响是沿断层破裂方向在整个频段上集中能量，其次，低 Q 值（即高阻抗）的断层剪切区引起高频衰减，产生低速效应。也就是说，在断层有限宽度内，高频($f>1$Hz)能量的耗散是震源移动造成的。高频能量增加来得快，而在长周期范围内阻尼影响并不大。所以，低频（$f<1$Hz）能量由于震源的方向性效应增加。其联合效应是：在破裂传播方向上，整个谱由高频向低频移动，峰值速度和峰值位移增加，峰值加速反而减小。Singh (1982)的结论是：

①长周期($f<1$Hz)的峰值速度和峰值位移，持续时间和谱含量与移动位错引起的震源方向性有很强的相关性；

②在高频范围内，与围岩相比，断层区的阻尼和散射性质对地震动记录及谱特性也起着重要作用。虽然移动的震源效应是沿破裂传播方向集中整个频带的能量，但实际上，任何频率能量的增加又受到断层区性质的限制。因此，在传播方向上出现峰值加速度减小可能是(1)因素造成。

(4) 对比不同震源深度地震发现

①较深地震加速度由于位错时有较大应力降，因而产生较大的峰值加速度值，且频率也相对较高。

②在长周期处，较深地震谱值低于较浅地震，反映了较深地震产生面波成分少，而浅源地震的面波较为丰富。

2.2.2 地震动的路径效应

由震源发出的地震波通过传播介质抵达记录地点，在此过程中，由于路径介质的复杂地质特征，必然导致对地震动的影响，其基本情况是：

(1) 在大部分情况下，平均而言，基岩峰值地震动较土层地震动有较快的衰减。加速度峰值如此，速度峰值亦如此（图 2.2.1）。

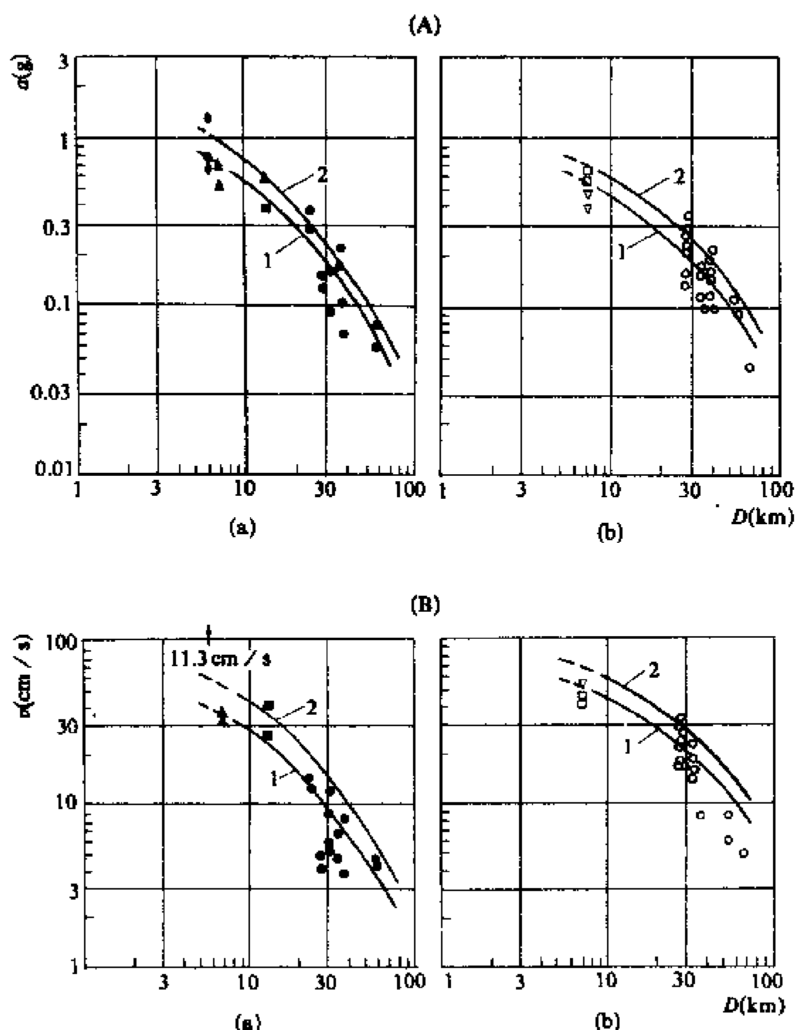


图 2.2.1 岩石和坚硬场地土上地震动峰值及其衰减（据 Idriss 和 Power，1978）

(A) 水平加速度峰值；(B) 水平速度峰值；(a) 岩石；(b) 坚硬土；1.平均值；2.约 84%的值

(2) 由于传播介质阻尼和非弹性变形的影响，一些构造破碎带对高频地震动有较大的

衰减效应。其效应的显著与否取决于地震的波长。

(3) 对于中强地震，随距离增大，水平加速度和反应谱形状也有明显的不同。一般在近场 25km 范围内，在 0.3—0.4s 以前有较大的放大系数。而在此以后，较远的记录才有较大的放大系数。这说明：高频地震动在短距离内就有较大的能量损失，而较长周期的能量衰减却比较慢。因此，有相对大的放大。不同距离的反应谱形状的变化（近场谱瘦、峰突出，远场谱胖）也显示一致的特点。

2.2.3 地震动的土质效应

在地震动地质效应研究方面，无论是资料的累积，还是研究深度和广度方面，土质效应比较突出。在应用方面，也是如此。其中土质类型、厚度等，在有关抗震规范中均有具体的规定。当然，尚有一些问题有待于深入研究。

地震动的主要土质效应是：

(1) 在小震动或微震动条件下，土体处于小应变的弹性变形范围。这时在基岩上往往显示有较小的振动幅值、较高的频率分量和较短的地震动持续时间。相比之下，土层的放大可使地面地震动幅值增大，低频分量增加，持续时间也相应增加。随着土层厚度和软弱程度的增加，这方面的特点尤为突出。但在强地震条件下，情况比较复杂，根据现有地震动观测资料所拟合得到的经验公式，在同样大小地震情况下，其预测趋势是：除了 Trifunac(1976)和 McGuire(1978)两个极端外，在 30—40km 以内近源范围，岩石地面加速度大于土层上加速度。厚层土体尤为明显（R_s 比值小于 1）。在此范围以外，岩石地震动加速度小于土体地震动加速度（图 2.2.2）。

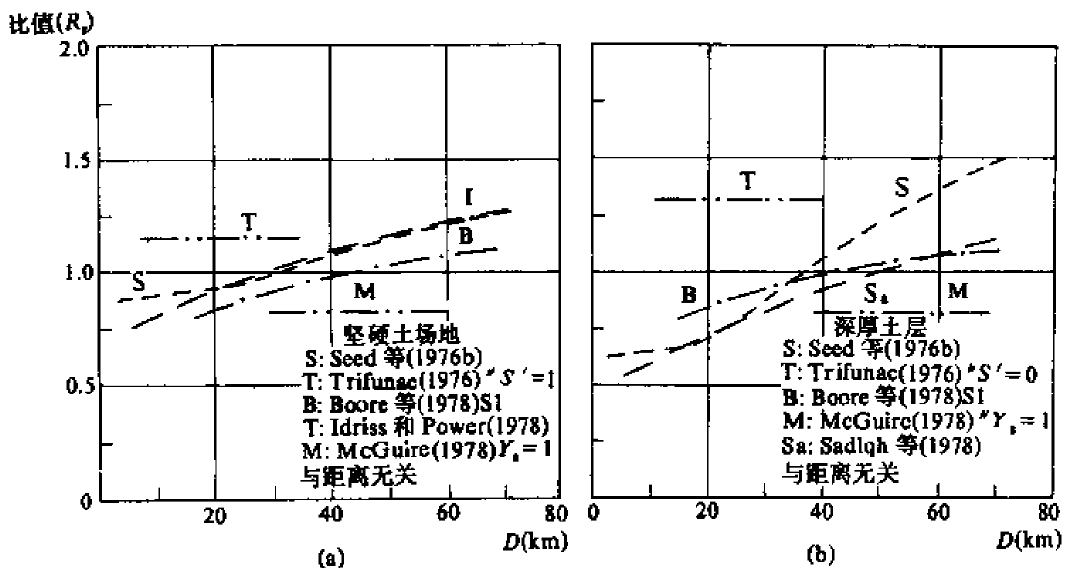


图 2.2.2 $M=6.5$ 时土质场地上的水平加速度峰值和岩石场地上峰值加速度之比(R_a)与距离(D)的关系（据 Idriss，1978）

a.坚硬土场地；b.厚层土场地。S.Seed, 1976; T.Trifunac, 1976; B. Boore, 1978; I. Idriss 和 Power, 1970; M. McGuire, 1978

对于峰值速度和峰值位移而言，总的情况是岩石地面地震动幅值大于土质场地地震动

幅值。其中，厚层土层尤为明显，比值 R 和距离关系中显示略高的斜率，其中位移差别最为明显（图 2.2.3）。

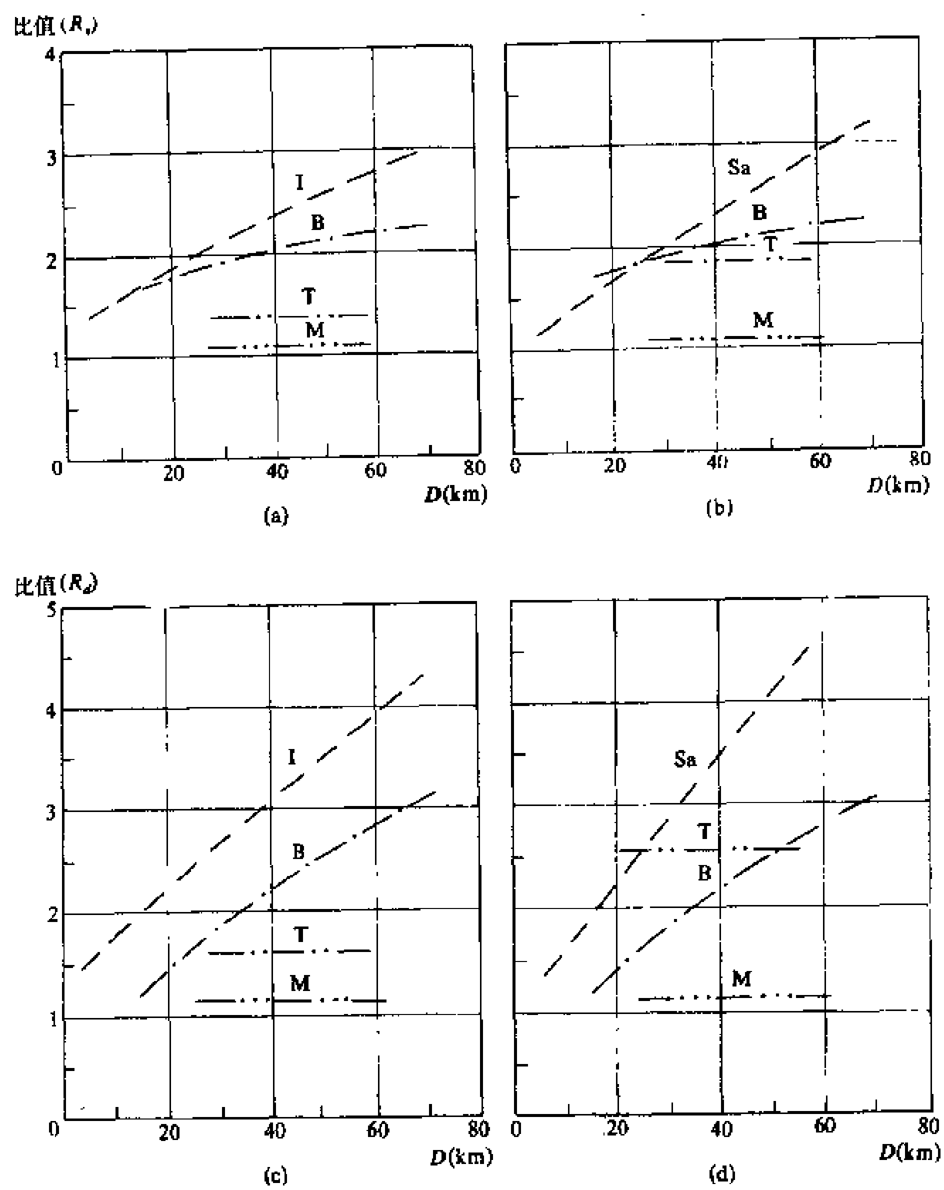


图 2.2.3　$M=6.5$ 时土质场地地震动峰值和岩石场地地震动峰值之比
(图上英文大写字母含义同图 2.2.2)
（R_v.水平速度峰值比；R_d.水平位移比）
(a)、(c) 坚硬土场地；(b)、(d) 深厚土层

(2) 在大应变条件下，土质效应比较复杂，往往由于软弱土体的非线性变形，导致大量地震波能的耗散。这反而可使地表地震动幅值降低。这就是出现所谓软弱地层的隔震效应。一些地震区因场地失效（如砂土液化等）而导致地表震动降低就说明了这一情况。

(3) 土质条件对反应谱的影响，主要反映在两个方面：

① 在反应谱的形状上，厚层软土具有宽频带的地震反应特点，而在基岩和坚硬土的场地上，仅在较窄的、相对高的频率范围内就有较大的反应（图 2.2.4）。正是根据这一基

本特点，在许多国家抗震规范中，对不同土质条件采用不同的平均反应谱曲线。除土类型有影响外，土层厚度同样对反应谱形状有很大影响。尤其是随土层厚度增加，土层整体刚度下降，低频地震反应则增强。因此，考虑到土类型和土层厚度对地震动的共同作用和影响，可根据以场地土的类别来确定平均设计谱。

② 不同的土石类型对反应谱的放大也不相同。以基岩和土质场地为例（图 2.2.5），

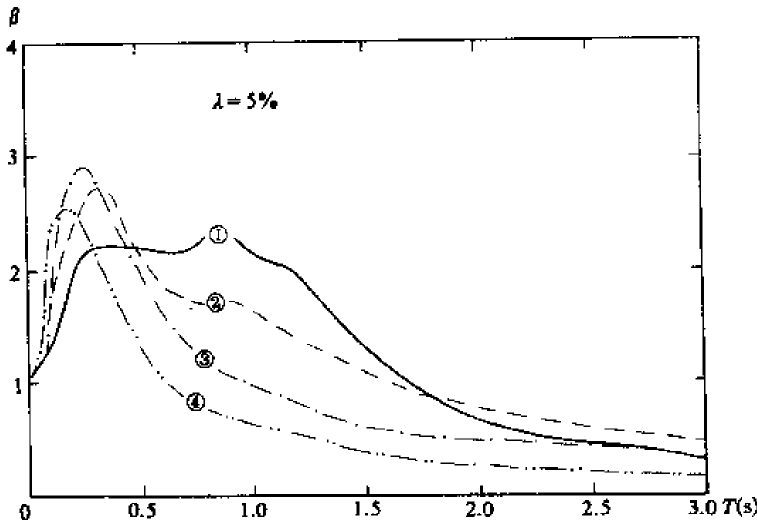


图 2.2.4　不同土层及厚度时平均地震反应

1.软-中硬粉土及砂土；2.厚层松散土(大于 76m)；3.硬土(小于 45m)；4.基岩；β 为放大系数

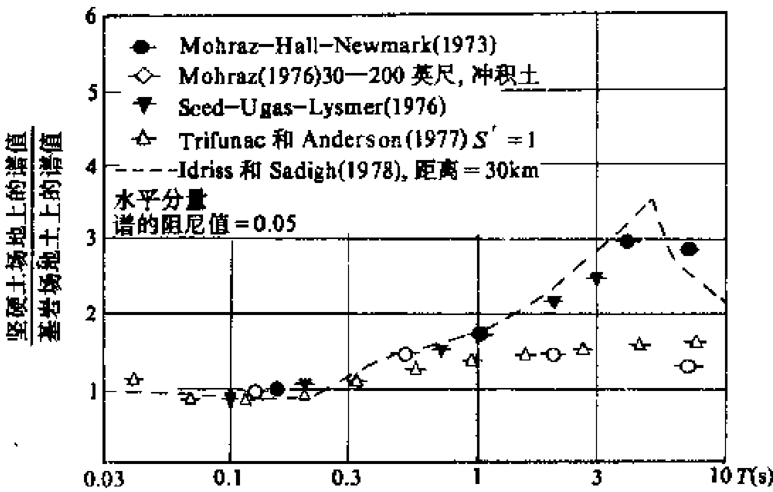


图 2.2.5　坚硬土场地和岩石场地上谱值之比

在 0.3s 周期以前，岩石地面和土质场地反应谱值大致相同，其比值为 1 左右。而在 0.3s 以后，土质场地和岩石场地上谱值之比，明显的特点是随周期增加而比值增加的趋势，这说明，土质场地对相对较长周期的地震动有明显的影响。

2.3 地震动衰减关系研究

由于工程上的需要，近20余年来，有关地震动的衰减的研究有增无减。地震动衰减关系或地震动衰减方程在工程方面的应用主要是在预测地震动和估价地震工程危险性方面。关于地震动衰减关系或地震动衰减公式，由于历史的演变，资料的积累，不同的处理和分析方法，所在地区的差异以及不同作者不同出发点等等原因，不仅在表现形式上，而且在最终结果及使用效果上都是不尽相同的。

2.3.1 相关变量和独立变量

所谓相关变量系指在地震动衰减公式中所要预测的参量，也就是在工程实践中感兴趣的地震动参量。自1956年Gutenberg和Richter以加速度峰值建立曲线关系以来，相关变量作为预测量也随时间而发生变化（表2.3.1）。

表2.3.1 相关变量随时间变化表

时间	作　者	相关变量
1956	Gutenberg和Richter	峰值加速度
1970	Esteva	峰值速度
1972	Rage, Boore	
	Joyner和Coulter	峰值位移
1959	Housner	标准谱
1973	Johnson	谱　值
1965	Housner	持　时
1982	McCann	均方根加速度

由此可见，最初研究是以峰值加速度的衰减开始的，六七年后，开始研究峰值速度和峰值位移的衰减关系。Housner 1959年提出标准谱概念以后，早期以标准谱研究为主，最近开始深入研究各种谱值的衰减问题。以后，关于地震动持续时间的衰减也于60年代中期开始。此外，由于高频地震动的研究，开始出现以均方根加速度作为地震预测关系相关变量。

独立变量系指在衰减关系中影响相关变量的那些因子，主要有震源因素，传播途径和场地条件等。这些因素一般在衰减经验关系中，以独立变量在函数形式中出现。地震动的函数形式可以写成：

$$Y=f\text{（震源因素，传播途径因素，局部场地条件）}$$

因为震源因素包括震源应力、破裂、震级大小等；传播途径包括距离、几何扩散、吸收；而局部场地条件包括介质不均一性、土体条件、地形、地貌、土体和结构相互作用等。因此，也可将上式改成：

$Y=f$（应力，破裂，震级，几何扩散，吸收，介质不均一性，
土体条件，地形，土结构相互作用）

这一形式在理论上也许成立，但实际上是不能的，这是因为：①各种因素复杂。目前无论从理论上的认识还是实际资料的累积程度都是不够的。②多因子的复杂函数形式除本身精度和许多不确定因素外，也难以在实际应用中加以推广。就目前的认识，以及一定观测数据的基础，在函数形式中所考虑的独立变量主要包括有震级，距离和局部土质条件，其形式为：

$Y=f$（震级，距离，局部土质条件）

震级作为主要的独立变量之一，通常有地方震级、面波震级、体波震级等，由于震级的饱和，近来一些研究者建议采用矩震级。因此，在有些地震动衰减关系中，对震级作如下限制：$M<5$ 时，$M=M_L$；$5<M<7.0$ 时，$M=M_S$；$M>7.0$ 时，$M=M_w$。

距离作为一个独立变量也很复杂，不同距离定义也会导致不同结果，通常距台站与震源关系有如下一些定义：

震源距，台站到地震破裂始发点（震源）之间的距离；

震中距，台站到震源在地表的投影——震中之间的距离；

主能释放带距，台站到主能释放带或高应力带之间的距离；

断层滑移带距，地震台站到产生断层滑移带之间的距离；

断层迹线距，台站到发震断层地表投影迹线之间的距离。

场地条件作为地震动衰减关系中独立变量重点是集中在场地分类上。表 2.3.2 列出了衰减公式中常见的分类。Duke 等(1972，1976)是试图建立场地条件分类最早的研究者，其后是 Trifunac 和 Brady (1976)对场地给出了一种数值规定，并将其直接应用于衰减关系式中。Seed(1976)、Mohraz(1978)、Idriss 和 Power(1978)、Sadigh 等 (1978)、McGuire(1978)、Boore(1978)等人也先后提出一些分类。

表 2.3.2 地震衰减公式中常见场地分类

研究者	场地分类
Trifunac 和 Brady，1975	三类：基岩，中等性质场地，冲积层
Seed 等，1976	四类：基岩，坚硬土，深厚粘性土，软土
Mohraz，1976	四类：基岩，小于 30m 覆盖土，30—20m 冲积土，冲积土
Idriss 和 Power，1978	三类：基岩，坚硬土，厚层土
McGuire，1978；Borove，1978	两类：基岩，土
郑玉学，1985	两类：岩石，土

2.3.2 衰减形式和曲线图式

地震动的衰减关系式主要是对离散的观测数据进行回归分析，拟合出包含相关变量和

独立变量的关系式。根据前面所考虑到的主要因素以及目前对独立变量对相关变量的影响的认识，一般采用的函数形式为：

$$\ln y = A + f(M) + f'(R) + f''(G)$$

式中，M、R、G 分别为震级、距离和场地分类等独立变量，若不考虑场地或将不同场地条件分开来考虑时，则采用形式为：

$$\ln y = A + f(M) + f'(R)$$

对于上述衰减关系，多数假定是：

(1) 地震动参数是符合对数正态分布的，即假设 y 符合对数正态分布，也就是说，$x=(\ln y-\ln y_0)/\sigma(\ln y)$符合正态分布，所以 y_{50} 为 y 的中位数，即是 $x=0$ 时的 y 值，故 $y_{50}=y_0$；使 $x=1$ 的 y 值称为 84 分位数，是使 $x<1$ 的概率为 84%的 y 值，即

$$x=\{[\ln(y_{84})-\ln(y_0)]/\sigma(\ln y)\}=1$$

或

$$y_{84}=y_{50}[\exp\sigma(\ln y)]$$

由于对数正态变量 y 的平均值 y' 与正态变量 x 的平均值 $\gamma=(\ln y)'=\ln y_0$ 和方差$[\sigma(\ln y)]^2$ 之间有下述关系

$$y'=\exp\{\gamma+1/2\sigma[\ln y]^2\}$$

所以得到如下结果

$$y'=y_0\times\{\exp[1/2[\sigma(\ln y)]^2]\}=y_{50}\times\exp[1/2[(\sigma\ln y)^2]$$

在回归分析时，要求对 $\ln y$ 进行回归分析，使 $\Sigma(\ln y\text{ 记录 }-\ln y\text{ 回归})^2=$ 最小，这样得到的结果，与对 y 得到的结果是不同的（胡聿贤，1988）。

(2) $\ln y$ 对 M、R、G 的依赖关系可以分成若干能够互加的简单函数。

对数正态分布可能是合理的，但不论采用何种分布假定，y 或 $\ln y$ 必须受到限制或被截断以免出现计算结果在物理上不大可出现的超过此值的极低概率。有关 M、R、G 的简单相加的假定，可能尚需进一步验证。不过从目前所提供的数据来看，也许是一个尚可接受的处理办法。当然，除了上述形式而外，尚有考虑稍微复杂的形式：

$$\lg y=C_0+C_mM-C_DD(M)-C_{LD}\lg D(M)+C_SS+C_PP$$

若写成和前述相对应形式时，则为

$$\lg y = A + f(M) + f'[R(M)] + f''(G) + f'''(P)$$

这里，$f'[R(M)]=C_DD(M)+C_{LD}\lg D(M)$表示考虑非弹性衰减和几何扩散两项；$f'''(P)$表示预测不定性项，规定 50%和 80%时分别为 0 和 1。

回归型式实质包含了曲线图式。根据上述各种回归型式，在限于某一震级和场地条件时，地震动衰减在图上曲线形状大致可以归纳为图 2.3.1 中的四种形式。这四种形式的具体情况如下：

A：$y=a-bx$；

B：$y = ax^{-c}e^{-bx}$

C：形式同B，但$x^2 = x'^2 + h^2$（震源距）

D：$y = a\{(x+d)+1\}^c \cdot e^{-b(x+d)}$

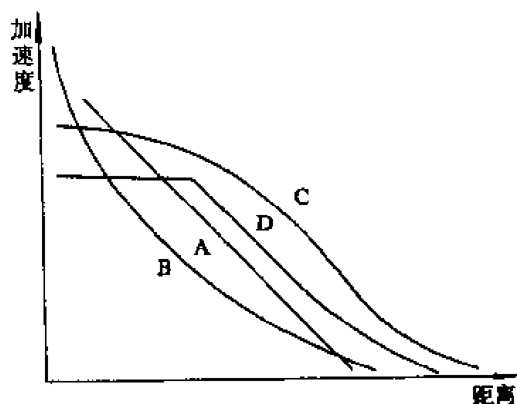


图 2.3.1 地震动衰减主要图式（据 Bolt，1982）

A:$y=a-bx$；B:$y=ax^{-c}e^{bx}$；

C:$x^2=x'^2+h^2$；D:$y=a\{(x+d)+1\}^c \cdot e^{-b(l+d)}$

2.3.3 近场和近源地震动衰减的研究

1. 强震记录基本状况

自 1979—1980 年加州地震以来，由于靠近震源附近获得资料(图 2.3.2)，特别是在数量上增多使近场和近源地震动衰减研究成为可能。在大部分情况下，所谓近源并不是一个严格的定义，而仅仅是地震工程学家为区别于记录台站至震源或断层之间远近的粗略划分。因为近场与远场不仅反映了地震动距波源的距离，而且也包含了地面运动可能受到震源效应的影响。近场和远场概念可能涉及到断层或能量释放带的大小问题。在前述地震动衰减一般研究中，对目前提供的一些预测公式在近场使用时的某些限制，实际上反映了近场地震动有不同于远场特点。就目前地震工程界的观念来看，近场一般指距震源 10km 范围以内，近源则指 30—50km 范围以内。此范围以外应属远场或远源范围。

2. 近场地震动特点

据现有资料和研究发现，近场地震动有下列诸特点：

(1) 小震级可出现高的地震动加速度，如 1972 年 Bear 谷地 M_L=4.7 级地震，*PGA* 达 0.69g(g＝1000cm／s^2)(图 2.3.3)；

(2) 中强地震记录中所出现的高峰值加速度仅是一二个尖脉冲，总持时很短；

(3) 高峰值加速度频带很窄，主要为几十赫兹的高频振动；

(4) 近场地震大小，尤其是 *PGA* 的大小与震级关系甚微。Hanks 和 Johnson(1976)指出，在距离 10km 范围内，震级大于 4.5 级地震的加速度受震级大小的影响很不明显，图

2.3.3 在震中区不同震级时最大加速度记录亦反映这一事实，即在震中区震级和最大加速度并不显示对应关系。

(5) 近场地震动特点和大小主要受破裂传播方向和介质强硬度控制，尤其前者作用更大，在破裂传播方向上，显示了大的峰值，而在断层距对地震动幅值的影响并不象远场那样明显(图 2.3.4)。

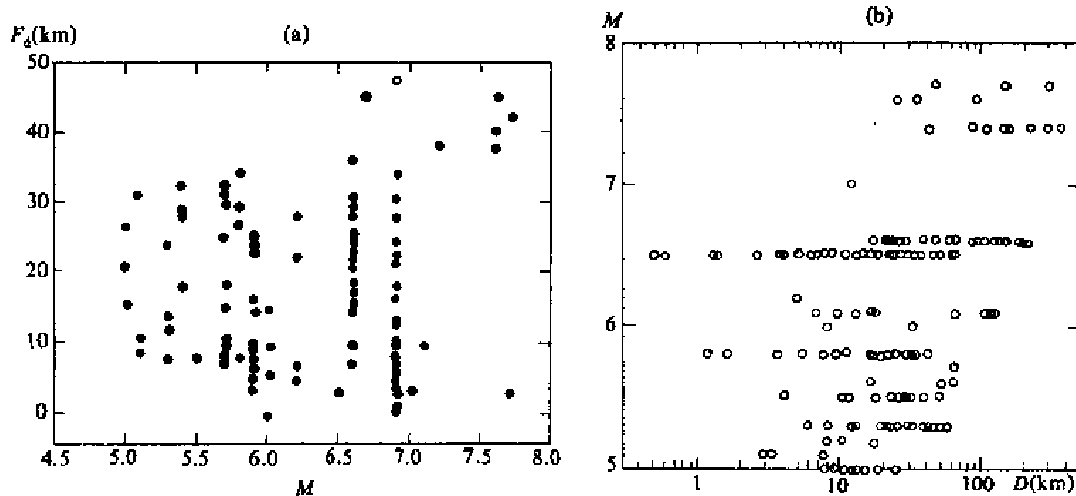


图 2.3.2 强地震动记录分布图

(a) 近源地震记录分布；(b) 地震记录在震级和距离上的分布

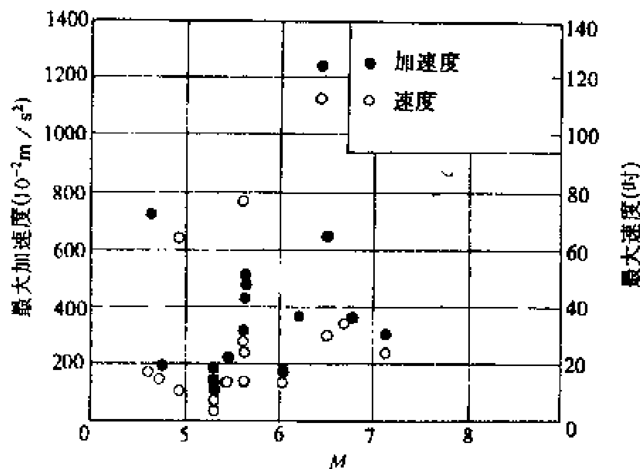


图 2.3.3 震中区峰值加速度与震级的关系（据冈本舜三，1984）

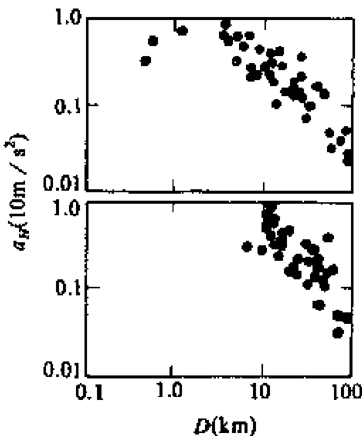


图 2.3.4 垂直断层（上图）和沿断层（下图）近场水平向加速度记录（1979 英佩尔谷地地震）

尽管如此，但在许多应用中，例如各种各样的设计和某些十分重要的设备，都要求合理地估计近场地震动。因此，在很多情况下，都面临着估算近距离的地震动参数的问题。为了解决这一问题，近年来有关近场地震动参数研究和预测大致存在四种情况：

(1) 据为数不多的数据研究，将结果推广到近场，在这一情况下，这些结果往往带有一定的主观性；

(2) 建立一个依赖震级和距离的关系式，使之能合理地适应较远距离处已有数据，然后，据推导的公式去估算近场地震动，应用时没有考虑任何近场条件的物理约束。现有许多关系式属于这一类；

(3) 利用某一特定的随距离衰减的规律，推导一个公式使之合理地符合较远的数据；

(4) 对近场得到的数据进行估算，从中得到某种特定条件下关于近场地震动的可能的趋势结论。

Idriss 和 Power(1978)对 Hanks 和 Johnson(1976)所采用的数据进行了处理，为消除震级限制上不统一导致的影响，采用了地方震级 M_L。为避免局部场地条件可能导致的影响，采用了基岩上的记录数据，并对距离重新作了估计，从而得到的相对趋势表明，加速度峰值比起速度峰值来，依赖震级的程度要明显的小，而速度又比位移小些。

3. 近源峰值水平加速度衰减

Campell(1981)根据下述 6 条准则，处理研究了近源峰值水平加速度衰减问题：

(1) 震中精度为 5km 或小于 5km，或能精确确定出断层破裂面的地震；

(2) 震级精度达 0.3 单位地震；

(3) 震源到场地距为：$M<4.75$ 时为 20km；$M=4.75—6.25$ 时为 30km；$M>6.75$ 时为 50km。

(4) 震源或破裂带深度为 25km 以内；

(5) 记录中只具有一个分量具 0.02g PGA 触发电平记录；

(6) 在自由场，坝和桥墩，建筑物最低层或无基础的结构地面上记录均可。

根据上述 6 条，在 50km 范围内，震级 5.0—7.7 的共有 27 个地震，229 条水平加速度分量记录。采用两种类型回归分析，第一种是通过回归分析建立所有参数，即非控制回归分析模式；第二种是给予某个限制以控制接近新裂和远场缺乏资料地区的峰值加速度行为。经过非线性加权回归，两个结果分别为：

50%中值非限制模式表达式：$PGA=0.0159\exp(0.868M)[R+0.606\exp(0.700M)]$

50%中值限制模式表达式：$PGA=0.0185\exp(1.28M)[R+0.147\exp(0.732M)]$

据 Gallant(1975)经验法，应用时发现此两表达式的系数在超越 99%可信度水平时具有统计意义。PGA 的 84%值可通过乘上 1.47 因子而得到，它代表了 PGA 自然对数图上 0.384 的标准差。

从上述各种情况来看，作为近场估算的参考，上述各种方法是可以的。但从总体上看，无论在数量上和质量上都是满足不了工程的需要的。计算地震动的能力仍处于推测的阶段。尽管也存在着一些可供选择的近场衰减方程，但在应用时应注意到：

(1) 在使用任一种关系式以前，必须对每一个前提（采用数据所作假定以及由作者所建议的使用范围）进行细致的评价。采用 exp(bm)形式处理近场地震动与震级关系也许并不适用；

(2) 对于地震动参数在各种震级下都假定是有相同的衰减规律的关系式在近场的使用可能导致下述情况出现：在低震时低估地震动参数；在高震级时可能高估地震动参数。因

此，以中等地震资料和远场记录为基础所建立的地震动衰减公式是不宜在近场使用的；

(3) 根据近场地震学研究成果，如果考虑地震时动态和静态应力限制和岩石及土壤对地震波传递能力来提供物理限制，或采用震源-传播途径-场地模型解析等方法，进行综合估价近场地震动的有关参数，也许是可行途径之一。但目前尚处于研究探索阶段。

2.3.4 地震动衰减公式的比较

1. 有关峰值地震动衰减公式的比较

不同作者由于资料、方法、形式、地区及历史等原因，所得到的地震动衰减公式在形式上和预估的结果上，可能会不十分相同。附录Ⅲ列出作者搜集 70 年代以来地震动衰减资料。为了对众多的地震动衰减公式，通过总体对比建立一个概念，我们选择三张图来讨论某些研究结果并进行比较。

(1) 各经验关系式预测地震动值的典型变化

图 2.3.5 是 Idriss(1978)据各经验关系式作出的预测结果变化图。图中方格表示大部分研究结果的变化范围；点影表示个别研究者的结果。从图中可见，大部分研究者的预测结果还是相对集中的，但有一定的离散度。一般说来，距震源越近，其离散程度越高。对于远距离，其结果相对集中。这反映了目前的资料基础。在震源附近，由于资料缺乏，结果多属资料点以外的推测，因而相互之间差别较大。

(2) 0km 和 30km 处结果对比

图 2.3.6 是 5 个作者的经验关系式对 0km 和 30km 处的预测结果对比图。从图可见，在 0km 处，其离散度远远大于 30km 处的预测结果。相对来说，震级越大，其离散性亦增高，这又反映了一个资料基础，即现有资料都是以中等震级的 30km 以外的地震记录占优势。

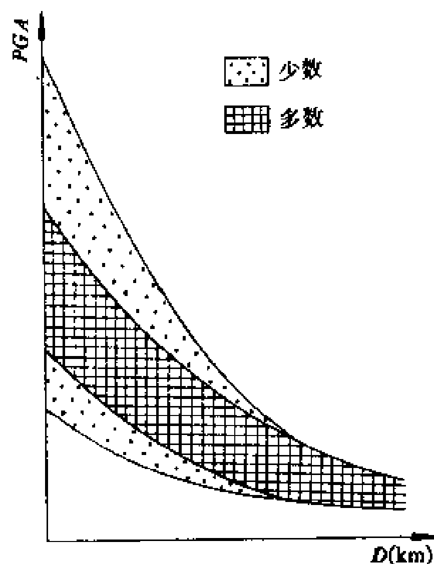


图 2.3.5 按各种经验关系式计算得到的地震动峰值参数的典型变化
(据 Idriss,1978)

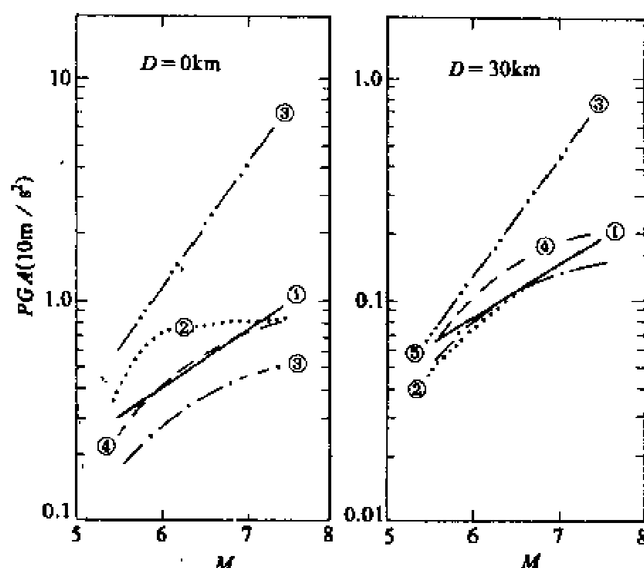


图 2.3.6 不同作者经验公式预测结果比较
①、②…表示不同作者所得结果

(3) 不同震级水平的结果对比

图 2.3.7 是三个不同震级水平的预测结果，所选用的衰减公式均为 80 年代初期研究成果。从图上可以看到，总的结果和以上两张图大体一致。即在近距离，相互间差别较大；而在较远的距离，其结果有靠近趋势。震级的增大，无论是近源还是远源，相互差别也是越来越大，在近源尤为明显。

(4) 我国几个加速度公式比较

图 2.3.8 是我国几个峰值加速度衰减公式预测结果比较，其间的差别也是很明显的。

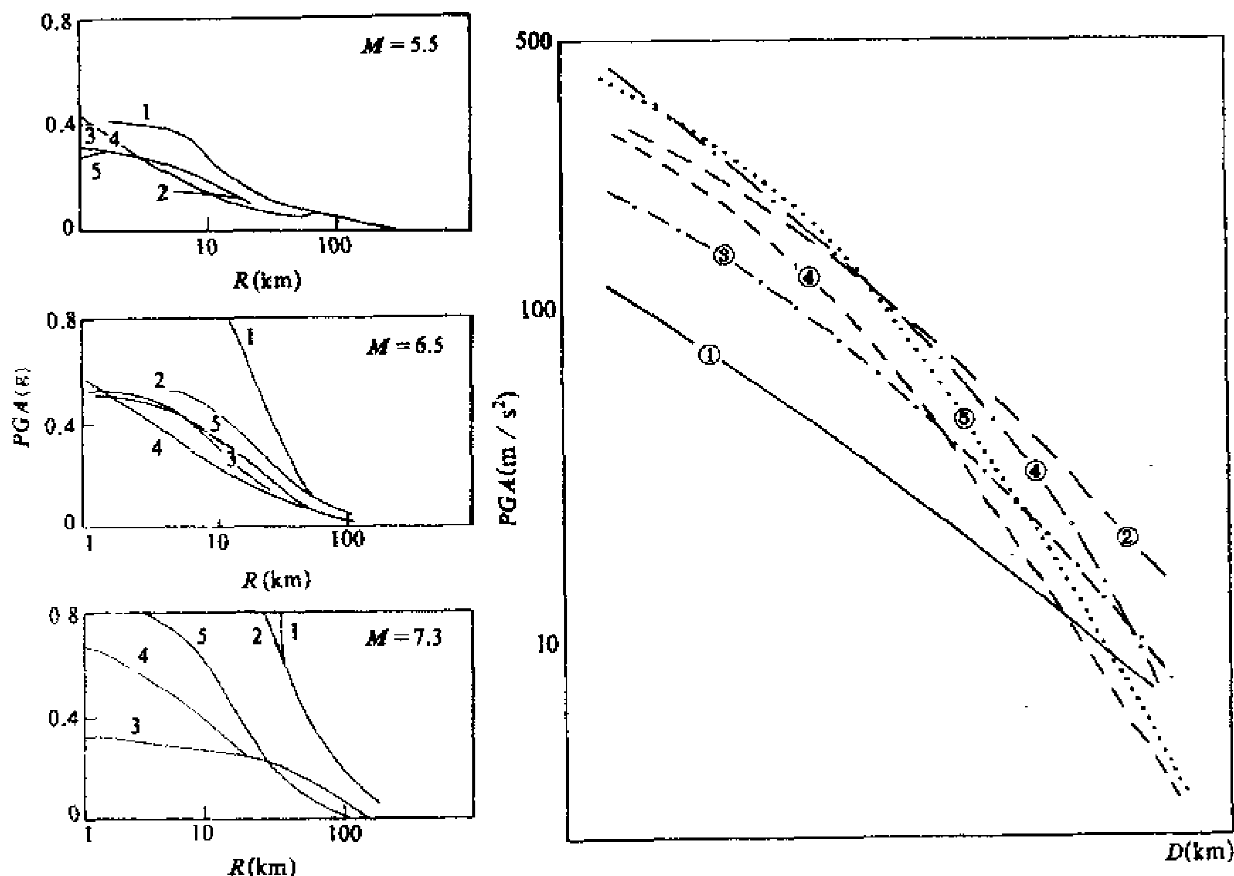


图 2.3.7 在三个不同震级水平上各衰减曲线比较（据 Bolt, 1982）
1.Hasegawa(h = 10km),1981；
2.Hasegwa(h = 20km),1981；
3.Bolt Abrahamson,1982；
4.Campbell,1981；5.Joyner-Boore,1981.

图 2.3.8 我国几个峰值加速度预测结果比较($M=6.0$)
① 彭克中等，1984；② 沈小白等，1984；③ 郭玉学(岩石)，1985；
④同③(土)；⑤ 彭克中等(华北)，1985；⑥彭克中等(西南)，1985

2. 关于峰值地震衰减公式的几点认识

(1) 目前地震衰减规律及其经验公式的建立是以中等地震为主、在 20km 以外范围的台站上的记录为基础的。在这一范围内有较多的数据，对比这一范围内各研究者的结果都能相对集中或接近。这就暗示，在数据分布范围内，方程形式似乎并不重要，但对资料数据以外进行推测时，即对缺乏数据的震级范围和距离范围进行外推时，方程形式会显得突

要起来。不同研究者的结果的差别也十分突出。因此，在实际地震动的预测中，应当避免经验公式应用于数据范围之外。

(2) 近场或近源地震动资料为数不多，仅有的少数资料表明，近场地震动衰减规律和远场是十分不同的。前者受震源条件控制强烈，而峰值加速度和震级关系也不明显，各种衰减公式对震源区或近源区预测的不确定性很大。因此，通常所使用的地震动峰值衰减公式的形式，也许并不适用于描述近场或近源的衰减规律。因此，有必要将其变化从远场变化中解析出来，而不宜采用同一衰减规律去描述不同区域特征。对于近场地震动峰值和震级、震中距之间的关系，可能涉及到震源力学及其周围介质特点。当然，对这范围地震动估计也是一个十分复杂的地震动预测问题。

(3) 地震动衰减规律及其经验公式可直接应用于地震动危险性的概率估计。在进行地震危险性分析时，在众多的影响因素中，地震动参数的衰减对地震危险性估计结果影响最大。以足够多的资料为依据而建立可靠的地震动峰值衰减方程，应用于地震动的概率估计时，可能会达到较好的结果。但由于衰减方程拟合过程中的资料离散性，平均衰减关系和平均残差往往一起使用。

(4) 考虑到实际资料离散性，方程形式以简单形式为宜，常常用以下形式：

$$\ln Y = a + bM + c\ \ln(D + D_1)$$

式中，Y 表示地震动参数；M 为震级；D 为距离；D_1 为调整系数。

2.3.5 地震动-烈度衰减关系转换

1. 主要途径和方法概述

地震动衰减研究的目的是为了进行地震动参数的估算和预测。原则上讲，一旦一个地区地震动衰减方程建立以后，就可以应用这一方程进行该地区场地地震动的预测。但由于下述一些原因，往往使一个具体的工程场地地震动估算处于困境。

(1) 场地及其周围缺乏足够的地震动观测资料，尤其缺乏强震观测资料，从而无法直接建立适合于该场地地震动参数预测的经验方程。在很多地区，在一个相当长的实践里，几乎无法改变这一状态。

(2) 具有详细地震动观测资料和有条件直接建立地震动参数预测方程的地区，往往不是工程场地所在地区，常常发生一个地区的宝贵成果如何在工程师们感兴趣的另外一些地区使用问题。

(3) 在很多地区或工程场地及其附近，往往有许多地震烈度资料，并且可以基本建立一个地区满足于工程需要的地震烈度和衰减方程。但这些地区往往缺乏甚至几乎没有强震观测资料。

烈度衰减也好，地震动衰减也好，根据已有资料说明，它们往往有其区域特点。而且直接建立地震动衰减方程的区域或国家为数不多。我国强震观测资料更为有限，远不能满足工程场地预测的需要。于是提出一个问题：邻区或外区地震动研究成果和观测资料如何应用于缺乏强震观测资料的地区。对我国来说，大部分地区建立烈度衰减关系是有可能的。在这种情况下，如何应用其他国家地震动、地震烈度的资料和研究成果，并结合我国丰富的地震烈度资料来对我国广大地区进行地震动的预测，建立地区地震动衰减方程，是

一个很重要的问题。为了达到上述目的，除了累积该地区强震记录而外，在较短时期内，解决途径有二：第一，根据地震发生及其传播理论，进行理论预测。这一方法由于受到有关震源机制、地震波在介质中传播等方面研究进展的限制，在实际推导的过程中，涉及到很多理论假设、边界条件的处理、深部物质特性确定等等。又加上模拟计算上的复杂性，虽然在近些年已有很大进展，但地震动预测的理论方法尚未达到实用的阶段。第二种途径是充分利用现有地震烈度及其区域衰减特征的成果和地震动衰减特征研究的成果，研究他们之间的相互关系，来建立以一个地区烈度资料为基础的地震动衰减关系。从目前工程实践和地震动研究的观测资料现状来看，这一途径看来是可行的，并且已得到地震工程界的认可。在实行这一途径方面，大致存在有下列具体方法:

(1) 简单烈度地震动对应法。主要是根据世界范围地震烈度和地震动观测资料，建立烈度和地震动参数之间一一对应关系，根据烈度和地震参数之间的关系，求得场地相应烈度条件下的地震动参数，这一方法尽管在建立烈度和地震参数（峰值加速度、速度、位移、谱烈度等）之间关系时存在有很大的离散性，但因其简单、直观，因而应用也极为广泛。众多烈度表中的地震动参数反映了这一状况。我国现行抗震规范中，用以得出设计地震动加速度的方法，是利用烈度估算地震动参数的典型代表（胡聿贤、张敏政，1984）。

(2) 构造类比借用法。根据两个地区构造类比相似性直接借用邻区地震动衰减曲线，并根据烈度和地震动的对应关系，进行场地地震动估算。Hasegawa 等(1977，1981)在研究加拿大地震动关系时，因加拿大西部地区与美国西部地区有类似的地质构造背景，所以认为可将美国西部地震动参数用于加拿大西部，并假定有和美国西部相同的地震动衰减形式。在参照美国西部选用衰减方程中系数时，考虑到加拿大的烈度衰减关系，并根据烈度和地震动之间一一对应关系求得相应的地震动衰减曲线。

(3) 有感面积法。这是由 Battis(1981)提出的修正区域地震动衰减关系的一种方法。他考虑到烈度、地震动参数之间关系的离散性，并解释为是由于烈度表太粗和自震中向外传播波到时弥散所致，因为单调脉冲所引起的破坏也许是小振幅地震动的多次重复。因此要考虑地震动距离效应的修正。Batlis 提出三个假定:

第一，假定可以用某种形式的函数来描述一个地区峰值加速度 PGA 的衰减特征。这时可采用形式：$\ln PGA = \alpha_1+\alpha_2 M-\alpha_3 \ln(R+R_0)$。

第二，假定具有相同震中烈度 I_0 地震，在一个短的震中距离内，也有相同的 PGA。这就意味着，如果在某一个考虑地区，震中烈度和近场加速度之间可导出某种函数关系的话，那么，这一关系在其他地区也保持。这是场地烈度、加速度关系的限制性应用，限制于短距离跨区域的比较。波的弥散效应可消除或最大限度地降低，从而使波的形式相一致。

第三，假定所有地震能规定一个常量的加速度定义有感面积半径，从而估计出远场峰值加速度。

有感面积法包含四个经验关系的确定:

①在某个参照区，要确定出近场加速度和震中烈度或震级之间的关系；

②在研究地区，需要知道震级和有感半径之间的关系；

③对参照或感兴趣的地区，也要估计出震中烈度和震级之间的关系；

④确定有感地区加速度大小。

Batlis 的方法是以烈度资料中首($R=10$km)加尾（$MMI=$ Ⅲ度的有感范围）为界的，所以有人称其为首尾两端法（胡聿贤、张敏政，1984）。其缺点可能在于仅仅考虑到衰减曲线的首尾两端，而用先验公式来内插中间距离 R 处的地震动参数，忽视了中间距离可能的烈度变化差异（胡聿贤、张敏政，1984）。

(4) 限制性烈度、地震动转换法。实践表明，烈度和地震动参数之间虽存在有某种趋势的关系，但其离散性很大。因此，无法进行简单的一一对应。但是，从地震破坏这一角度来看，构成地震动的三个要素，幅值、频谱和持续时间，也是构成破坏三个主因素，而宏观烈度往往又是这些因素的综合反映。场地地震动分析结果说明，除了局部场地地质条件而外，地震大小（震级大小和烈度强弱）和场地距离对地震动幅值、频率特性和持续时间等有强烈的影响。因此，在一定限制性条件下，例如在一定震级或震中（震源）距条件下，烈度和地震动幅值（包括反应谱幅值）可能会有其一定的对应关系。所谓"限制性烈度、地震动转换"也是从这一基本点出发的。它是在强度和距离两个制约条件下，即在对地震动谱和持续时间施加某种约束条件下，寻找烈度和地震幅值之间的对应关系。应用这一基本原理，附带某些假设，就可以根据一个地区的烈度衰减关系和地震动衰减关系以及预测场地地震烈度的经验关系，建立预测场地地震动的衰减关系。McGuire(1977,1984)、胡聿贤和张敏政(1984)等人提出的方法即属此类。后者在国内有较广泛的应用。当然，Batlis 方法在某种程度上也是一种限制性烈度、地震动转换方法。在使用这一方法转换时，强调如下四点是必要的：

①相互转换的两个地区的烈度假定是分别一一对应的。特别是两个地区的烈度应有相同或相近的对应标准。例如，要用美国地震动参数转换出中国地震动参数，则假定美国的 *MMI* 表和我国 12 度烈度表可一一对应，或有相同划分标准等等。

②一个地区地震动衰减在一定限制条件下可以由烈度衰减所反映，因此，两个地区地震动衰减特征差异，也可以由烈度衰减特征差异来反映。

③因为两个地区烈度、加速度的转换共需三个方程，为叙述方便，分为参照地区和预测地区。其中参考地区需要两个经验方程：一个是烈度衰减方程 $I_1(M, R)$，另一个是地震动衰减方程 $Y_1(M, R)$，第三个是预测地区烈度衰减方程 $I_2(M, R)$。每个方程都有一定场地条件应用限制。因此，一一对应的场地条件不应混淆。表 2.3.3 列出地区经转换后公式适用场地条件（以岩石和平均土层为例）。对我国大部分地区，所建立的地震烈度经验公式 $I_2(M,R)$，均以平均土为基础的，所以，要得到岩石场地 $Y_2(M,R)$，则满足表 2.3.3 中第 5 栏条件。

表 2.3.3 转换后公式适用场地条件

	参照地区		预测地区	
参量	$I_1(M,R)$	$Y_1(M,R)$	$I_2(M,R)$	$Y_2(M,R)$
方程所代表场地条件	岩石	岩石	岩石	岩石
	平均土	平均土	平均土	平均土
	岩石	岩石	平均土	平均土
	平均土	平均土	岩石	岩石
	平均土	岩石	平均土	岩石
	岩石	平均土	岩石	平均土

④应注意两个地段距离参数的一致性，或用震源距或用震中距，在不一致时，应作适当的形式变换而成为一致性的距离参数。

2. 预测地区加速度衰减方程的转换和建立

根据预测地区地震烈度衰减，应用邻区或其他地区烈度和地震动在震级或距离限制条件下建立的关系式，相应代入预测地区的烈度衰减式，即可建立预测地区地震动衰减公式。一般采用消震级或消距离两种方法进行中间转换，以达到建立之目的。

对于甲、乙两个相互转换的地区，可以分别建立烈度、震级、距离和峰值加速度、震级、距离经验公式，其形式如下：

甲区烈度公式：

$$I = A_1 + B_1 M + C_1 \ \ln(R + D_1) + \sigma_1$$

甲区峰值加速度公式：

$$\ln\ a = A_2 + B_2 M + C_2 \ \ln(R + D_2) + \sigma_2$$

乙区烈度公式：

$$I = A_3 + B_3 M + C_3 \ \ln(R + D_3) + \sigma_3$$

乙区峰值加速度公式：

$$\ln\ a = A_4 + B_4 M + C_4 \ \ln(R + D_4) + \sigma_4$$

在上述各式中，I 为烈度；a 为峰值加速度，因为有前述两个地区烈度和地震动一一对应假定，所以 I、a 不加角码；M 为震级；R 为距离，可以是震中距，震源距，发震断层距或等烈度衰减长轴和短轴方向半径等，但各关系式应该条件相对应；D_i 为大致反映震源深度或限制方程使用最小范围的调整系数，$i=1,2,3,4$；A_i、B_i 和 C_i 分别为回归系数；σ_i 为标准差，$i=1,2,3,4$。对于上述四个关系式，若假定甲区为有条件同时建立烈度和加速度衰减关系或地区，乙区为仅可能建立烈度衰减地区，则我们所关心的是第 4 个峰值加速度衰减公式，也是我们所要求得的关系式。从理论上讲在三个式已知条件下，即可求得第四个式。但在实际转换过程中，可能存在如下几种情况，变量$(R+D_i)$可能出现：

(1) $D_1 = D_2 = D_3$；

(2) $D_1 = D_2 \neq D_3$；

(3) $D_1 \neq D_2 = D_3$；

(4) $D_1 \neq D_2 \neq D_3$.

对于上述四种情况，比较起来(1)最简单，(4)最复杂，最麻烦。假定是在第一种情况下，在考虑消除震级 M 条件下 h 或在消除距离参量 R 条件下建立相关关系。习惯上人们称前者的转换过程称等距离法，即建立一定距离限制条件下烈度和加速度 a（或其他地震动参数亦可）的一一对应关系。而后者的转换过程称为等震级法，即建立在一定震级限制条件下烈度和地震动之间的关系。

(1) 消震级法相应系数可以写成：

$$A_4 = \frac{B_2}{B_1}[A_3 + \frac{B_1}{B_2} A_2 - A_1]; \qquad B_4 = \frac{B_2}{B_1} B_3$$

$$C_4 = \frac{B_2}{B_1}[C_3 + \frac{B_1}{B_2}C_2 - C_1] \quad (当\ D_1 = D_2 = D_3 = D_i)$$

$$\sigma_4 = \frac{B_2}{B_1}[\sigma_3 + \frac{B_1}{B_2}\sigma_2 - \sigma_1]$$

(2) 消距离法得相互关系为：

$$A_4 = \frac{C_2}{C_1}[A_3 + \frac{C_1}{C_2}A_2 - A_1]$$

$$B_4 = \frac{C_2}{C_1}[B_3 + \frac{C_1}{C_2}B_2 - B_1]$$

$$C_4 = \frac{C_2}{C_1}C_3$$

$$\sigma_4 = \frac{C_2}{C_1}[\sigma_3 + \frac{C_1}{C_2}\sigma_2 - \sigma_1]$$

比较消震级法和消距离法导出的系数不难看出，两种方法所导出地震动衰减公式的形式是一致的，但存在两个明显的不同：第一，消震级法公式中系数除受公式中相应系数影响外，主要受震级 B_i 控制；而消距离法公式系数中相应系数影响外，主要受距离系数 C_i 的影响。第二，消震级法公式中 B_4 震级系数、C_4 距离系数和消距离法公式中 C_4 距离系数、B_4 震级系数在形式上相对应，但位置和含义发生变化。

从原则上讲，上述几种方法所导出的公式形式及其结果都是可以接受的，只是由于地震动与烈度的衰减并非确定函数关系，而只是随机的统计关系，两者结果才有差异（胡聿贤，1988）。因此，在实际应用时，可以根据具体情况作些对比，选用合适的形式。然而，在实际应用中，考虑如下几个实际情况是有益的。

第一，尽可能使用烈度衰减和地震动衰减形式相一致，特别是作为距离的变量中待定系数 D_i 相同时，将会给出最为简单的形式；

第二，对于同一个地区，D_i 相同时，可以采用消震级或消距离方法，其中以后者较为方便；

第三，在 D_i 不相同时，只能采用消去震级的方法，但最终结果，尤其是距离影响项就较复杂，这种复杂形式，可能会导致计算上的不便。

应用同样原理，同时建立参照地区烈度和其他地震动参数，如速度、位移、谱值等两个方程式，即写为地震动通式：

$$\ln\ Y = A_2 + B_2 M + C_2 \ln(R + D_2) + \sigma_2$$

式中，Y 表示地震动加速度、速度、位移、谱值或其他地震动参数，则可以建立预测地区相应地震动衰减方程。

3. 地震动反应谱换算

在缺乏强震记录地区，地震动谱估算的基本思路和地震动峰值估算相似。由于地震动

谱是频域中参数，所以，它是频率或周期的函数。下面介绍几种换算方法：

(1)烈度-反应谱直接换算法。这一方法，实际上与简单烈度-地震动参数对应法相同，可以根据世界范围或某个地区范围强震反应谱和烈度关系，导出不同烈度条件下所对应的地震动反应谱。

这里有两种方法：一种是不考虑距离效应，以 Trifunac 为代表；其二是考虑距离效应，Levret 和 Mohamadion(1984)、Trifunac(1980)根据美国加里福尼亚地区资料，建立如下关系式：

$$\lg[PSV(T)] = b(T)I_{\mathrm{MM}} + c(T) + d(T)h + e(T)V \tag{2.4.17}$$

式中，$PSV(T)$表示拟相对速度谱；I_{MM} 表示 MM 烈度；h 表示场地土层厚度（单位 km）；V 表示地震记录分量（水平分量时 $V=0$，垂直分量时 $V=1$），$b(T)$、$c(T)$、$d(T)$、$e(T)$为和周期约束的回归系数。表 2.3.4 列出上述方程各系数值。

表 2.3.4 回归系数表

周期(s)	0.04	0.065	0.11	0.19	0.34	0.505	0.90	1.60	2.80	4.40	2.50
$\zeta=0.0$											
$b(T)$	0.349	0.332	0.300	0.276	0.266	0.276	0.291	0.325	0.328	0.292	0.235
$c(T)$	-2.73	-2.355	-1.605	-1.061	-0.833	-0.809	-1.006	-1.380	-1.56	-1.421	-1.240
$10d(T)$	-0.253	-0.276	-0.283	-0.092	0.149	0.287	0.523	0.801	1.054	1.097	0.908
$e(T)$	-0.134	-0.099	-0.109	-0.233	-0.329	-0.347	-0.346	-0.286	-0.208	0.212	0.234
$\alpha(T)$	1.940	1.808	1.751	2.012	2.393	2.506	3.634	3.196	2.666	2.500	2.636
$\beta(T)$	2.230	0.211	0.184	0.195	0.176	0.181	-0.457	-0.502	-0.531	-0.533	0.492
$n(T)$	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1
$\zeta=0.05$											
$b(T)$	0.304	0.299	0.291	0.283	0.281	0.287	0.313	0.347	0.354	0.316	0.250
$c(T)$	-2.56	-2.340	-1.887	-1.471	-1.249	-1.24	-1.436	-1.757	-1.910	-1.748	-1.477
$10d(T)$	-0.084	-0.130	-0.211	-0.158	-0.011	0.128	0.376	0.664	0.963	1.060	0.925
$e(T)$	-0.257	-0.230	-0.222	-0.288	-0.352	-0.366	-0.363	-0.319	-0.262	-0.258	-0.263
$\zeta=0.2$											
$b(T)$	0.292	0.289	0.285	0.283	0.287	0.295	0.318	0.346	0.354	0.329	0.278
$c(T)$	-2.500	-2.334	-1.987	-1.681	-1.529	-1.536	-1.686	-1.937	2.090	-2.001	-1.817
$10d(T)$	-0.046	-0.059	-0.128	-0.120	-0.007	0.112	0.316	0.567	0.834	0.937	0.881
$e(T)$	-0.277	-0.270	-0.280	-0.325	-0.369	-0.379	-0.372	-0.339	-0.287	-0.265	-0.262
$\alpha(T)$	0.487	2.418	2.411	2.533	2.681	2.710	3.934	3.538	2.966	2.617	2.663
$\beta(T)$	0.227	0.222	0.210	0.196	0.190	0.194	-0.434	-0.480	-0.525	-0.526	-0.483
$e(T)$	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1

(2) Levret 和 Mohamadion(1984)根据大部分地震动反应谱资料为 10km 以外记录，其相应烈度集中在Ⅳ—Ⅷ度范围，因此，地震动和烈度关系应用受到一定限制。他提出给定烈度分组预测地震反应谱方法。其方法的要点是，首先建立烈度和震级、震源的关系。

据美国 580 个强震记录资料，可得到下列关系式：

$$M = 0.55I + 2.2\lg R - 1.44$$
$$\sigma = 0.4$$

上式表明，某个烈度 I 可以对应一系列不同组（M、R）值。其物理含义是，不同震级、震源距（如小近震、强远震）可以在同一地点产生同样的宏观烈度效应，也就是说，烈度大小受到震级和震源距的制约。第二是应用已有资料根据不同烈度组关系式，进行回归分

$$\lg V(T) = \lg c(T) + \alpha(T)M + n(T)\lg R$$

析，得出相应系数，从而限定在相应烈度条件下的方程组。系数以表形式给出。图 2.3.9 划出烈度为Ⅶ—Ⅷ度时对应的不同组 M、R 的拟速度谱。

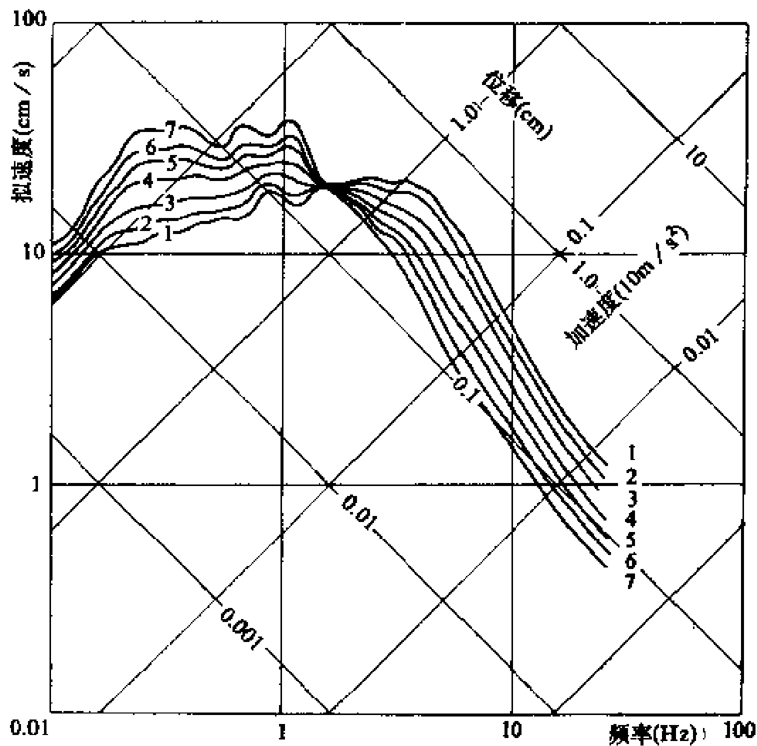


图 2.3.9　烈度为Ⅶ—Ⅷ度时不同震级、不同震源距时谱的图形

（据 Levret 和 Mohamadion，1984）

1.$M=5.2$；$R=10$km；2.$M=5.58$；$R=15$km；3.$M=6.07$；$R=25$km；4.$M=6.73$；$R=50$km；5.$M=7.18$；$R=80$km；6.$M=7.57$；$R=120$km；7.$M=8.06$；$R=200$km

对于大于Ⅷ度时，根据比例系数 K（T）来进行校正。在震源距 R 相同时，

$$K(T) = \frac{V(I+1,R,T)}{V(I,R,T)} = \left(\frac{C_{I+1}}{C_I}\right) \cdot 10^{(\alpha_{I+1}\cdot M_{I+1} - \alpha_I \cdot M_I)} \cdot R^{(n_{I+1} - n)}$$

计算结果说明，震源距相同时烈度相差一度，两个速度谱比值随周期的变化情况是：

当 $T<2s$ 时，比例系数趋于下降；

当 T 为 0.7s 时，比例系数约为 2，开始与烈度、震源距无关。

比例系数平均值对烈度依赖性不大。当震级不变时，比例系数表达式为：

$$K(T)=\frac{V(I+1,R_{I+1},T)}{V(I,R,T)}=\left(\frac{C_{I+1}}{C_I}\right)\cdot 10^{(\alpha_{I+1}-\alpha_I)M}\cdot\left(\frac{R_{I+1}{}^{n_{I+1}}}{R_I{}^{n_{I+1}}}\right)$$

计算结果说明，当 $T<2.5s$ 时，不同震级时比值为 2，周期影响很小；当 $T>2.5s$ 时，比例接近于 2。在所有研究周期范围内，平均值为 2。

根据以上结果，粗略地说，在 0.04—2s 范围内比例系数为 2。

(3)限制性烈度-地震反应谱换算。这一方法和限制性烈度、地震动峰值换算法基本思路和方法完全一样，仅仅是各系数除受震级和距离制约外，还受到频率的限制。方法的基本要点是：

①首先建立参照地区烈度 $I_1(M,R)$及反应谱 $S_1(M,R)$两个关系式；

②建立预测地区烈度衰减公式 $I_2(M,R)$;

③根据本章上述有关的推导方法，在频域范围建立预测地区反应谱衰减公式，其一般形式为：

$$\ln S_a(T)=A(T)+B(T)M+C(T)\ln(R+D)$$

式中，$A(T)$、$B(T)$、$C(T)$ 为回归常数；D 为调整系数；$\sigma(T)$ 为标准差。上述各系数一般以表的形式给出。

2.4 地震动合成与模拟

地震动是地震反应研究和抗震设计的基础。基于静力学或准静力学抗震设计阶段，一般以地震动的幅值和谱为基础，而在目前动力学设计的阶段，则以了解结构在整个地震动时程输入过程中的动力行为为基础。因此，随着结构设计逐步向动力设计阶段发展，作为结构动力学分析的输入，地震动时程越来越显示其重要性。特别是对于大型的工程，如核电设施、水电设施、海洋平台、超高层建筑及其他特殊结构的设计分析，地震动时程越来越显示其重要性。此外，对土体动力行为、土体地震反应及其对地震影响的研究等，亦需要地震动时程。在研究结构的非线性反应时，从随机振动理论出发，需对同一集系的地震动大批采样，这样需要的是一组地震动时程。

自从 1931 年美国西部设置强震仪以来，在近 60 年的历史中，美国、日本、前苏联、意大利，中国等国家都先后获得不少强震记录。但对于满足上述三个方面的应用无疑是远远不够的。特别是对工程而言，其所在场地是千变万化的，震源特征、地震机制、传播路径等也是因地、因时而异。相同或相近地质环境下的记录和相近地震动特性（地震大小、记录幅值、频谱和持时等）的记录都难找到，同一集系的地震动更难找到。在这种情况下，按一定程序人为形成与实际或预期地震特性相似的地震动过程成为必需，这就是所谓地震动的人工合成或模拟，一般称为人造地震动。产生人造地震动有多种途径，现场微秒

差的连续多次爆破、工业爆破或核爆破、振动台上施加机械冲击力或使之发生电噪声，以及以一定计算程序完成数字或模拟地震动等。

从工程应用角度出发，对人工地震动时程要求主要集中在两方面：其一是满足抗震设计、结构动力分析等所需要的关于强度、频谱和持续时间等方面的参数，其二是能反映地震动本身特点或包含有和地震动记录相一致的信息。最早为工程目的用计算机进行地震动时程合成是由 Housner(1947，1955，1964)完成的。其后，许多研究者先后提出许多改进以脉冲叠加模型为基础的人造地震动时程，包括早期平稳随机过程模型和以后的非平稳的随机过程模型产生的时程及包括三维地震地面运动的随机模拟时程等。其中，(1) 70 年代（Scanlan 和 Sachs，1974）三角级数和模型合成时程的应用较为广泛；(2) 以天然地震记录为基础的修正时程，其中包括 Seed(1969)用比例法产生的时程以及 Chang 等(1979)、Polnemus 等（1981）、Cakmak 等(1985)用 ARMA 模型产生的时程；(3) 由震源机制和波传播为基础的理论地震动模拟（Trifunac, 1971; Blot, 1981; Aki, 1982 等）。

地震动模拟是个复杂的科研和技术实现过程，理论和技术尚在研究探索之中。工程地震动模拟涉及到工程要求的应用过程，不同工程有不同要求，加上地震地质环境变化复杂，无疑会使地震动模拟至少在目前尚不能完成其全部任务、满足全部要求、许多理论和方法及其在工程应用中的问题都有待于进一步研究和不断完善。下面介绍几种工程中常用方法。

2.4.1 比例法

1. 基本原理和方法

比例法主要是利用现有的地震动强震记录，根据经验估计得到场地地震动幅值和谱的主要参数，选用一定记录，经过适当的坐标变换得到适合于场地的地震动时程，这是一种最简单的方法，其基本出发点是，地震动反应谱主要受地震动记录的优势周期和幅值所控制。因此，以优势周期和幅值两个主要参数，经过比例得到满足这两个参数要求的地震动时程。

比例法是先选择一个地质、地震条件及地震动参数尽量符合各项要求的地震动记录。事实上，这对于我国强震观测时间不长、强震记录并不多的情况下，是难以作到的。在这种情况下，有两个途径可以近似地解决这一矛盾，一是从国外较多记录中选择，但这种方法，对远隔重洋、飘洋过海应用，也不见得符合场地情况。另一个办法是应用我国地震记录，特别是应用我国主震记录，通过时间坐标和加速度坐标变换，以满足各项要求，这也许是可行的方法。

根据作者研究，对一个具体地震动记录，不管其在何种场地上其反应谱优势反应周期及形状，主要受到记录的最大值的周期所控制（蒋溥，1981；1983）。图 2.4.1 为地震记录经比例法修正计算的反应谱。从结果来看，只要改变原始地震动时程最大值的周期（放大或缩小），则其计算的反应谱的优势周期将随之改变，相应的谱形状也随之改变。图中由左到右 12 张小图所对应的时间即为修正原始记录的周期。随着周期增加，谱的长周期成分明显地增加。

比例法基本要点如下：

(1) 设要求的地震动时程 $a(t)$ 具有最大加速度为 a_m^0，其对应的周期或优势周期为

T^0，持续时间为 t^0。这些参数可用经验关系式求得。

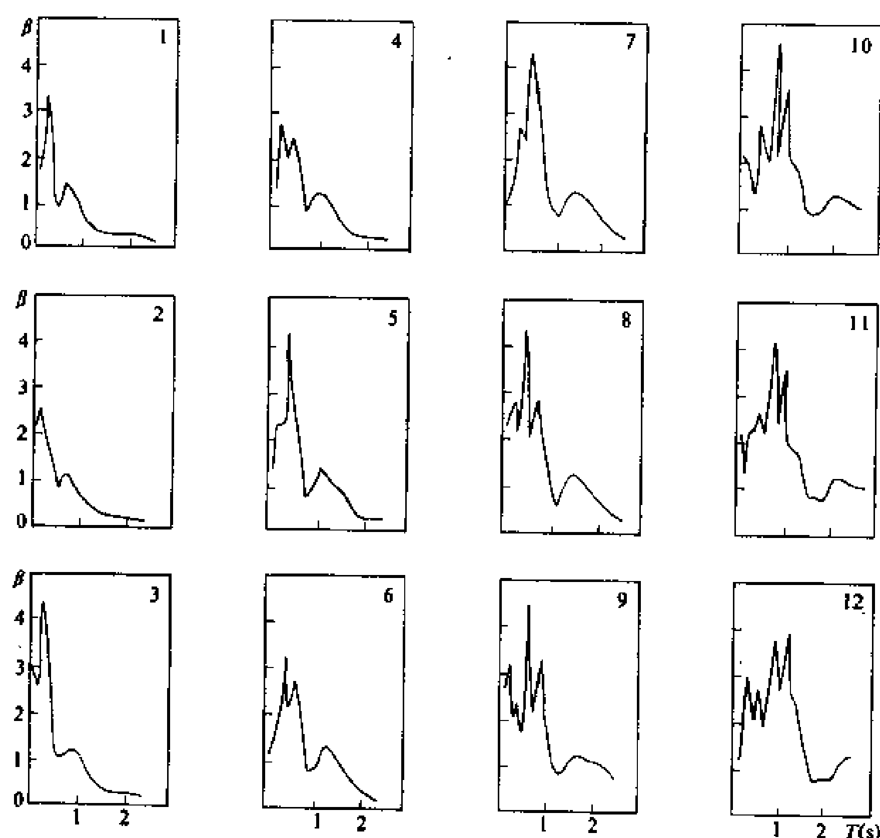


图 2.4.1 海城地震记录经比例法计算的反应谱（阻尼比 5%）

1. 0.25s；2. 0.30s；3. 0.35s；4. 0.40s；5. 0.45s；6. 0.5s；

7. 0.55s；8. 0.6s；9. 0.7s；10. 0.8s；11. 0.9s；12. 1.0s

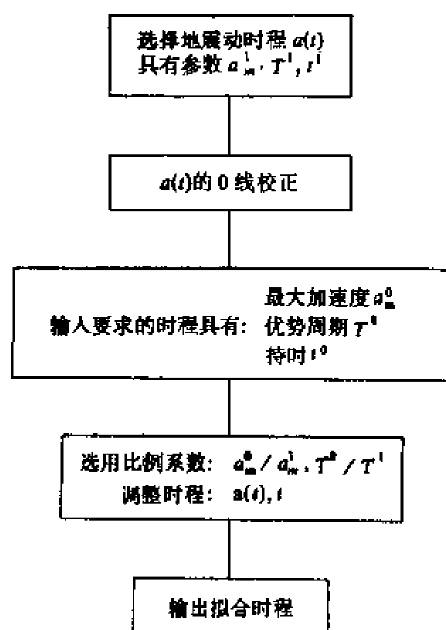


图 2.4.2 比例法框图

(2) 被选用的地震动时程为 $a(t)$，其对应的最大加速度为 a_m^1，优势周期为 T^1，持续时间为 t'。

(3) 由于原始记录存在相对零线的漂移，从而可能导致原始记录长周期成份的增加。为了消除这一影响，应对原始记录进行零线校正。

(4) 采用两个比例系数 a_m^0/a_m^1，T^0/T^1 分别对 $a(t)$的加速度坐标和时间坐标进行调整，以完全满足两个参数的一致。最后得到地震动时程 $a(t)$。

(5) 在大部分情况下，调整后两者持时并不相等，在这种情况可以切除尾部而不影响优势周期而达到持续时间的一致。

该方法的过程见框图 2.4.2。

2. 原始记录的零线校正

为进行比例法修正以得到适合于场地的地震动时程，需用地震记录，但有时所选用的原始记录会出现较大的漂移(图 2.4.3)，其结果可能导致记录长周期成分增加和在较高的水平上位移分量不太可信地直线上升。为了消除这一影响，需要对原始记录进行零线校正。对我们所用的资料，可以看作是由多个周期函数叠加形成，造成曲线歪曲的是某些不属于地震记录的信息，而是某种误差，这种误差有它的一定的周期。为了研究不同周期函数，可以用不同的滑动方法来过滤，滤掉一些周期，找到地震记录中我们所需的有用成分。

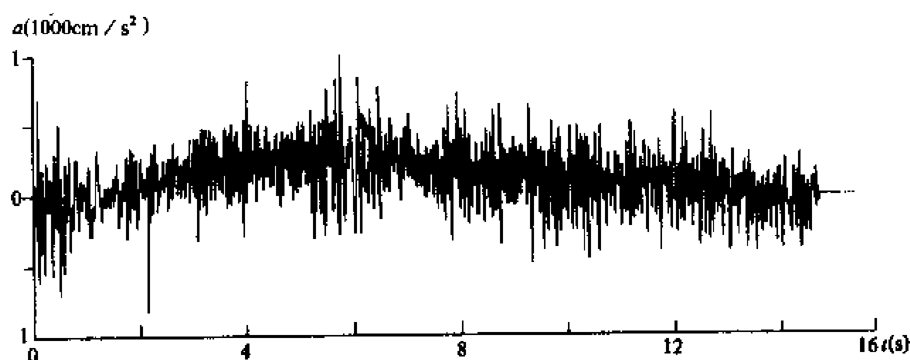


图 2.4.3　1976 年 8 月 19 日松潘平武 5.8 级余震 S60° E 水平向记录

对某一序列，y_0，y_1，y_2，… y_m 为原序列，y'_0，y'_1，… y'_i，… 为滑动平均序列，滑动平均可以写成：

$$y'_i = \sum_{t=-n}^{n} \omega_t y_{i+t}$$

ω_i 为权重函数，采用 $2n+1$ 个数据来滑动。

普通的滑动平均方法令所有的权重 ω 均相等，$\omega = 1/(2n+1)$，响应函数可以近似写成：

$$R_0(f) = \frac{\sin \pi f r}{\pi f r}$$

$r = 2n+1$，为滑动平均的长度。

用普通滑动平均，可以去掉一些短周期波动，保留较长周期的波动，这正是我们所要去掉的曲线误差部分。但是此种方法对短周期波动去掉的不够，长周期波动也有一定的削弱，因此，普通的滑动平均并不是一种理想的滑动平均方式。我们对于滑动平均的权重采用二项式系数。二项式系数计算公式：

$$C_n^k = \frac{n!}{k!(n-R)!}$$

二项式系数由表 2.4.1 给出。

表 2.4.1　二项式系数表

计算次数	系	数											
1						1		1					
2					1		2		1				
3				1		3		3		1			
4			1		4		6		4		1		
⋮							⋮						
n	1	…		…			C_n^k			…		…	1

计算系数的权重有 $\sum_{i=1}^{n}\omega_i = 1$

故 $n=2$ 时，$\omega_1=0.5$，$\omega_2=0.5$

　$n=3$ 时，$\omega_1=0.25$，$\omega_2=0.5$，$\omega_3=0.25$

　　…

用二项式系数作为权重进行滑动平均，可以较好得去除短周期波动，而较好得保存长周期波动。

从图 2.4.3 中看出，在长周期段的曲线上翘应该是一个长周期波动造成，因此，利用上述方法经过 n 次滑动平均，可以消除长周期的影响，达到零线校正的效果。若记原始记录为 y_0，y_1，$\cdots y_m$ 序列，滑动平均拟合序列为：Z_0，Z_1，$\cdots Z_m$，消除了误差影响的序列为：$y'_0=y_0-Z_0$，$y'_1=y_1-Z_1$，…。从理论上讲，n 越小，滑动平均的结果和原记录差别越大，即原始信息损失越大，n 次数越大，则滑动平均结果越接近于原始记录，因此，合理选择 n，不仅影响到计算工作量，而且也影响到最终结果。图 2.4.4 是不同 n 值时被消除

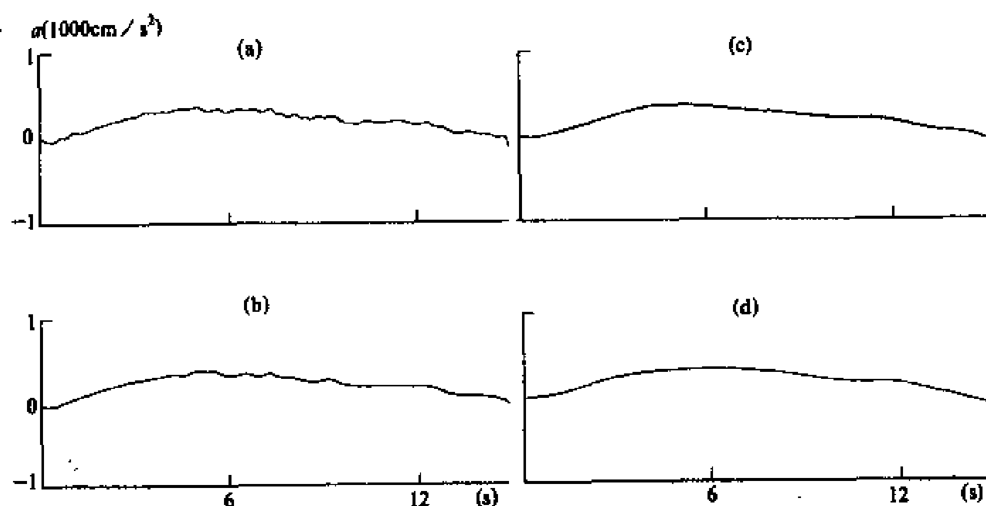


图 2.4.4　经滑动平均滤出的长周期波

(a) $n=80$；(b) $n=160$；(c) $n=640$；(d) $n=1280$

的长周期分量。随着 n 次数增加，曲线越来越平滑，表示高频分量损失越来越少。图

2.4.5 是不同 n 值时滑动平均校正后时程的反应谱与原始记录反应谱对比图。从效果上看，随着 n 值增加，谱线重合的宽度逐渐向长周期扩展，当 n 达到 1280 次时，重合谱的频段扩张到小于 1Hz。再从被消除时程的谱来看，大于 1Hz 的能量损失可以忽略。在综合考虑原始记录状况及我们对其认识、工程一般使用等方面后，对小于 1Hz 能量损失亦是可以接受的。

图 2.4.6 为校正前后对应的反应谱。未校正前的记录反应谱长周期反应较大，这些正是需要消除的非地震信号，即原始记录的零漂，图 2.4.7 为应用上述方法对图 2.4.3 松潘余震记录消除零漂影响后的校正记录，从图形来看原始记录长周期偏移现象显然已削除。

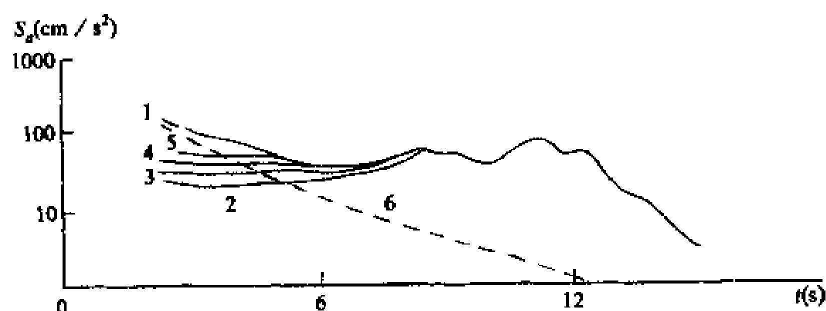


图 2.4.5　零线校正后各时程谱与原始谱比较图

1.原始谱；2. $n=160$；3. $n=320$；4. $n=640$；

5、$n=1280$；6. 被消除的时程的谱

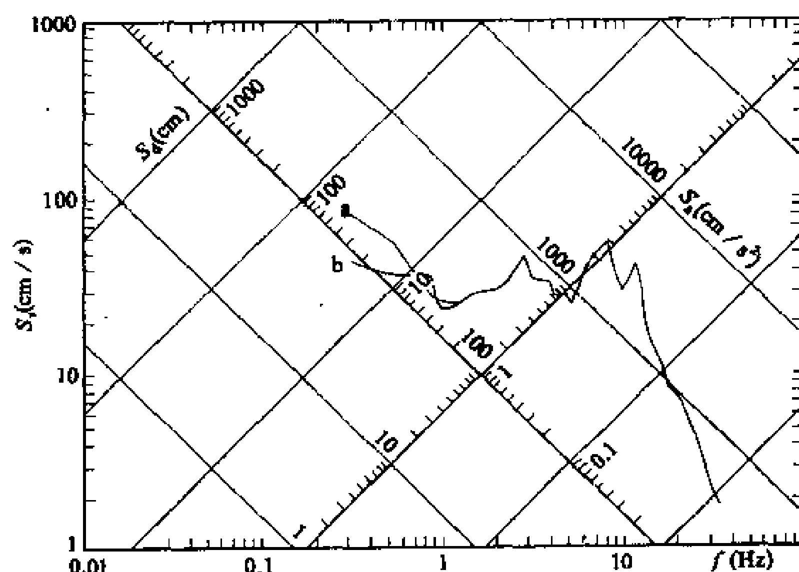


图 2.4.6　校正前后垂直向时程的反应谱

a. 原始谱；b. 校正谱

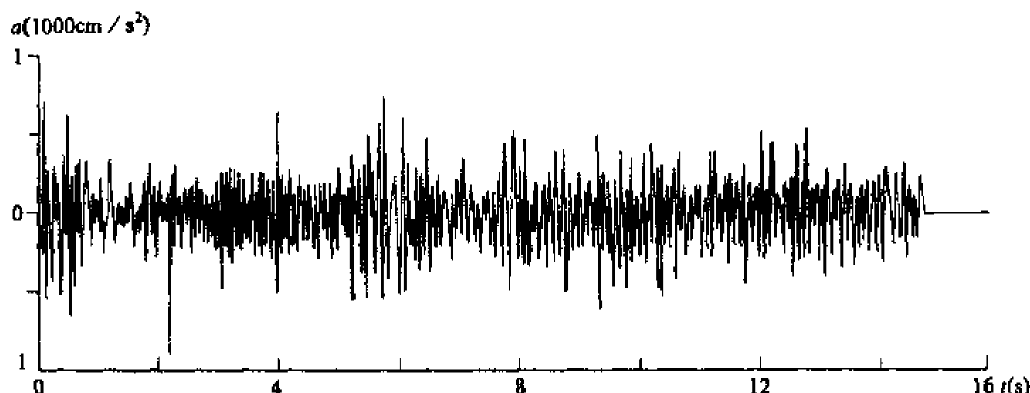


图 2.4.7 1976 年 8 月 19 日松潘平武余震 S60°E 记经 0 线校正后时程

2.4.2 拟合目标谱法

1. 基本原理和方法

早在 1974 年，Scanlan 和 Sachs 就提出了三角级数叠加法拟合地震动加速度时程，它的基本思路是用一组三角级数之和构造一个近似的平稳高斯过程，然后乘以强度包络线，以得到非平稳的地面运动加速度时程。

常用的模型是：

$$X(t) = f(t)\sum_{k=0}^{n} C_k \cos(\omega_k t + \psi_K) \tag{2.4.1}$$

式中，ψ_K 为$(0,2\pi)$区间内均匀分布的随机相角；$f(t)$为强度包线。令$a(t)$为：

$$a(t) = \sum_{k=0}^{n} C_k \cos(\omega_k t + \psi_k) \tag{2.4.2}$$

首先构造一个平稳的高斯过程$a(t)$，式中C_k 由给定的功率谱密度函数求得：

$$C_k = [4S(\omega_k) \cdot \Delta\omega]^{1/2} \tag{2.4.3}$$

$$\Delta\omega = 2\pi / T$$

$$\omega_k = 2\pi k / T$$

式中，T为总的持时，由反应谱与功率谱的转换关系：

$$S(\omega) = \frac{\zeta}{\pi\omega}[S_a^T(\omega)]^2 \cdot \frac{1}{\ln[\frac{-\pi}{\omega T} \cdot \ln(1-P)]} \tag{2.4.4}$$

式中，$S_a^T(\omega)$为给定的目标加速度反应谱；ζ为阻尼比；P为反应超越概率。

$f(t)$的形式通常为：

$$f(t) = \begin{cases} (t/t_1)^{\lambda_1} & 0 \leqslant t < t_1 \\ 1 & t_1 \leqslant t < t_2 \\ e^{-\lambda_2(t-t_2)} & t_2 \leqslant t \end{cases} \tag{2.4.5}$$

由式 2.4.2 与 2.4.5 的乘积，即可得到拟地震动时程。

对于上述过程得到的时程反应谱与给定的目标反应谱有一定差别，为提高精度，通常要进行多次迭代调整，通常按下式调整：

$$S^{i+1}(\omega_K)=\frac{S_a^T(\omega_k)}{S_a(\omega_k)}\cdot S^i(\omega_k) \tag{2.4.6}$$

式中，$S_a(\omega_k)$为拟合时程反应谱；$S^i(\omega_k)$为第i次迭代的结果。

使用该方法拟合的简要过程如框图 2.4.8。

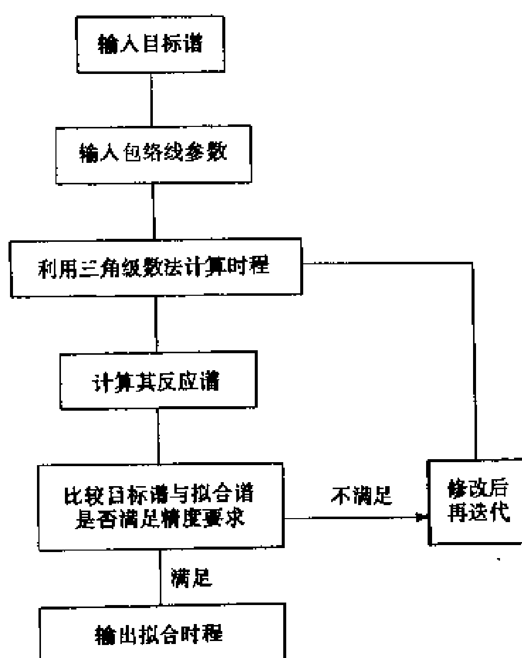


图 2.4.8　三角级数法拟合程序框图

2. 目标谱的谱用

为了满足工程场地动力反应分析或结构动力分析用，应根据工程及工程所在场地特征，确定出拟合时程的目标谱。一般从两个方面来确定，一是应用工程场地地震危险性评价结果，选用符合工程设计要求的基岩谱。例如对应工业与民用工程，可分别选用 50 年结构有效使用期超越概率 $P=0.63$ 和 $P=0.02$—0.03 基岩反应谱，前者对应于常遇地震，作为结构截面验算的基础；后者对应于罕遇地震，作为结构变形验算的基础(GBJ11-89)。二是对于重大工程，例如核电工程，则可选用有关标准谱或按工程要求确定的场地相关谱，作为合成时程的目标谱。

3. 关于持续时间

(1)我国强震记录持续时间

根据我国东部地区唐山、邢台、海城、新丰江等地区 45 次基岩上 58 条记录（彭克中等,1987)，地震动总持续时间如表 2.4.2。从表中来看，对于震级为 2.8—6.2 中强地震，震中距为 150km 以内时，基岩平均地震动持续时间为 9—13s 之间。

(2)经验估算

经验估算地震动持续时间基本要点如下:

表 2.4.2　基岩强震持续时间表

震中距(km)	震级	震源深度(km)	资料数	平均总持续时间(s)
2.7—10	2.9—6.2	9.6—14	14	9
10—27	2.8—5.8	7.7—16	22	11
31.8—36.4	3.4—5.8	7.3—13	6	13
95—118	3.6—4.9	17—34	13	13
123—146	4.4—5.2	10—16	3	>11

①选用适当估算公式估算地震动持续时间，详见附录公式；

②根据工程场地附近潜在震源对场地的影响，在某一定值条件下根据各潜在震源对场地概率贡献大小，由下式计算场地地震动总持续时间 T_d

$$T_d = \sum_{i=1}^{n} T_{di} W_i$$

式中，T_{di} 为第 i 号潜在震源发生最大地震时可能的地震动持续时间，由①求得。W_i 为第 i 个潜在震源对场地的相对贡献，是反映计算 T_d 时各潜在震源对场地影响的权系数。

③直接进行场地地震动持续时间概率分析，获得场地具有概率含义的地震动持续时间。图 2.4.9 是某工程场地地震动持续时间。这一方法的优点是，考虑到潜在震源和距离等对场地的综合影响，在使用上比较方便，可以根据工程需要选用不同概率标准，从而满足不同工程和不同目的的需要。同时，这一方法的思路可纳入到地震危险性分析的轨道系统，并通过计算程序一次性完成，从而使其结果和整个地震动预测相统一。

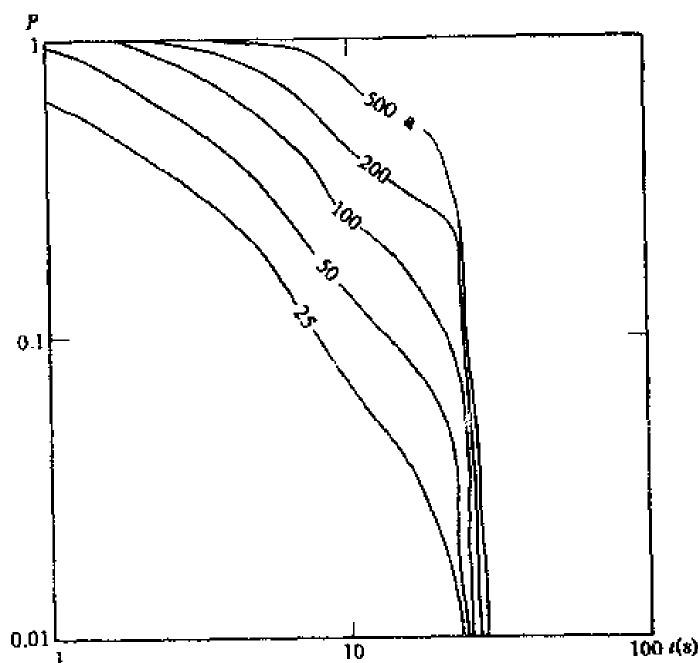


图 2.4.9 某场地持续时间概率分析结果图

4. 时间包线函数

(1)函数形状

地震动时程的时间包线函数，体现了模拟地震地面运动的时间变化特征，它也是隐含反映震级、震中距及场地条件对地震动的影响。因此，确定这一函数时要考虑震级和震中距及其场地条件等主要影响因素，包线形状函数常用式 2.4.5 表达，时间包线函数图形状如图 2.4.10。图中 t_1 表示波振幅增值时间，t_2 为波振幅衰减时间，t_1 和 t_2 之间为波振幅相对平稳的时间。三段时间的确定可以根据强震观测结果综合确定。

(2)我国强震记录包线形状参数

据彭克中等(1987)研究，中国东部五个地区的 45 次($M=2.8$—6.2)地震的 58 张基岩地面加速度记录($\Delta=2.7$—146km)，其包线平均形状参数如表 2.4.3。据这一表的资料，以其均值作归一处理得表 2.4.4。各形状参数比例大致为：$t_1:t_2:(t_2-t_1)=0.14:0.51:0.35$。为了方便使用，将上述系数调整为：$t_1:t_2:(t_2-t_1)=15:50:35$，即分别相当于 $t_1=0.15T_e$；$t_2=0.5T_e$；$(t_2-t_1)=0.35T_e$。

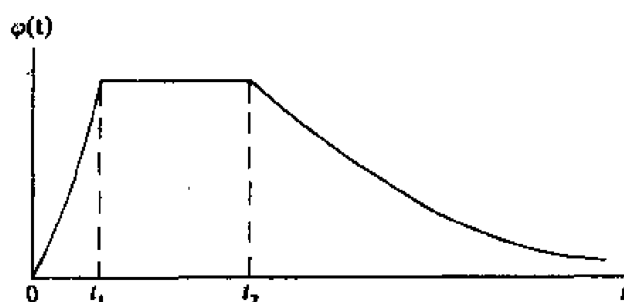


图 2.4.10　时程包线函数形状图

表 2.4.3　我国强震记录包线形状参数

震中距 (km)	震　级	震源深度 (km)	记录数	记录持时 T_e (s)	上升时间 t_1 (s)	下降时间 t_2 (s)	峰区 t_2-t_1 (s)
2.7—10	2.9—6.2	9.6—14	14	30—20	0.5—1.7	1—5	0.5—4
10—27	2.8—5.8	7.7—16	22	6—22	0.4—2	1—6.1	0.4—5
32—36	3.4—5.8	7.7—13	6	8—16	0.8—2	1.4—10	0.4—8
95—119	3.6—4.9	17—34	13	8—23	1—2	3—7.1	2—5
123—146	4.4—5.2	10—16	3	>6—9	>1	4—7	3—6

表 2.4.4　我国强震记录包线形状参数相对比例

震中距 (km)	震级	震源深度 (km)	资料数	总持时 T_e (s)	t_1/T_e	t_2/T_e	$(t_2-t_1)/T_e$
2.7—10	2.9—6.2	9.6—14	14	30—20	0.1	0.24	0.14
10—27	28—5.8	7.7—16	22	6—22	0.09	0.29	0.20
32—36	3.4—5.8	7.7—13	6	8—16	0.09	0.32	0.23
95—119	3.6—4.9	17—34	13	8—23	0.12	0.41	0.29
123—146	4.4—5.2	10—16	3	>6—9	0.1	0.59	0.40
均　值					0.1	0.37	0.25
相对值					0.14	0.51	0.35

(3) 形状参数取值

据上述形状参数特征，在实际使用中为方便起见，形状函数取值可以近似分配为：$t_1=0.15T_e$；$t_2=0.5T_e$；$t_2-t_1=0.35T_e$。假定总持续时间 T_e 取值为：近场 $T_e=12$s；中远场 $T_e=16$s。则表 2.4.5 列出上述参数具体取值。当然，这是一个以我国强震观测资料为基础的近似取值。在实际合成地震动时，尚可根据场地具体情况而考虑。

表 2.4.5 地震动合成形状参数取值表

类　型	总持时 T_e (s)	T_1 (s)	t_2 (s)	t_2-t_1 (s)
近　场	12	1.8	6	4.2
中远场	16	2.4	8	5.6

5. 拟合精度

目标谱法的基本要求是合成地震时程的反应谱应满足目标谱的基本特性，所谓拟合精度系指合成时程的谱与原目标谱之间的相对误差，这里以百分数来表示，其表达式为：

$$\varepsilon = \frac{S_a - S'_a}{S_a} \times \%$$

式中，S_a 为目标谱；S'_a 为拟合时程的反应谱。下表列出本研究结果部分拟合精度，图 2.4.11 为拟合谱和目标谱对比图。

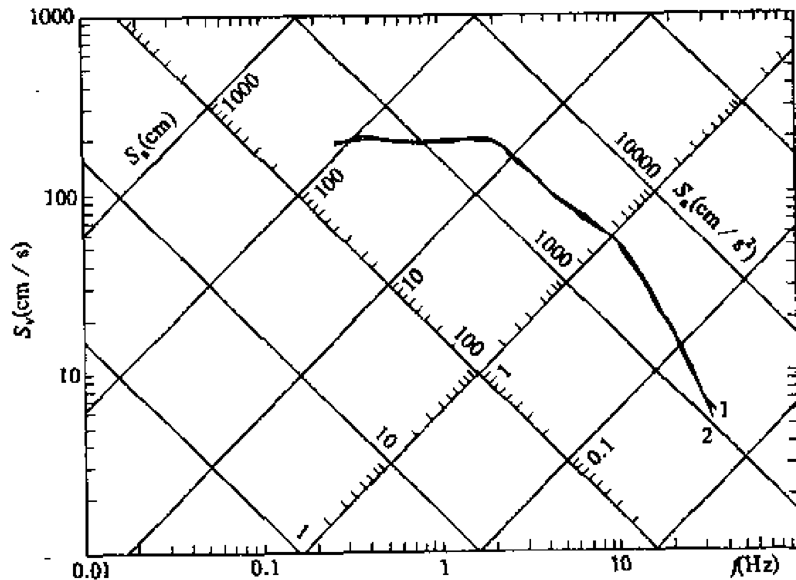


图 2.4.11 拟合谱与目标谱对比图

1. 拟合谱；2. 目标谱

从图中可见，除了个别在相对高的频率时相对误差较大外，绝大部分相对误差在 0.05 以内，个别较大误差主要是由于采样间隔所致。高采样率将给合成计算增加很大工作量，从目前实际强震记录和工程使用上考虑，这些相对误差较大频段也许不影响实际的使用。对于核电工程，人工时程合成有其特殊要求，这将在以后专门讨论。

2.4.3 自回归滑动平均模型(ARMA)法

1. 基本原理

Chang 等(1979)、Polhemus 等(1981)、Cakmak 等(1985)，分别提出过用自回归滑动

平均模型来模拟地震动时程，该方法从观测到的记录时程出发，建立一个多项式模型来描述作为时间函数的加速度方差的性质，用原始序列的值除以当地估计的标准差，进行标准化，用 ARMA 模型与变换的序列相拟合。

记录到的地震加速度是一个等间隔的观测系列$\{Z_t,\ t=1,2,\cdots n\}$，称其为离散时间序列。在地球物理学中常对一种重要的随机过程发生兴趣，即：

$$X_t=\mu+a_t+\psi_1 a_{t-1}+\psi_2 a_{t-2} \tag{2.4.7}$$

a_t 为"白噪声"，均值为零，方差为 σ_a^2；μ 为时间的定数函数，假定为 0。(p,q) 阶的自回归滑动平均模型为：

$$\begin{aligned}X_t=&\alpha_1\cdot X_{t-1}+\alpha_2 X_{t-2}+\cdots+\alpha_p X_{t-p}\\&+a_t-\beta_1 a_{t-1}-\beta_2 a_{t-2}+\cdots+\beta_q a_{t-q}\end{aligned} \tag{2.4.8}$$

一个白噪声经过（p,q）阶自回归滑动平均模型的滤波作用会产生一个平稳随机过程，关键是系数 α、β 的确定。我们利用已有非平稳加速度记录进行平稳处理后，利用式 2.4.8 计算滤波器系数。如果有多个加速度记录，计算出多组系数，然后根据系数与物理量（如震中距、震级等）建立统计关系，就有可能取得更合理的系数，这些系数作用在平稳白噪声过程上可产生合成地震加速度记录。因此，ARMA 法较之目标谱的优点在于应用天然地震记录。结合场地条件基本特征而合成可能包含天然地震动信息的时程。

2. ARMA 法基本程序步骤

根据观测的时间序列建立模型的步骤如下：

(1)估计方差函数 $\sigma_z^2(t)$

已知一个观测到的序列$\{Z_t\}$，把每个原始加速度值加以平方可以得到第二个序列$\{Z_t^2\}$，再用模型拟合观测的 Z_t^2。在拟合前，先对序列进行功率变换。对某变量 Y，BOX-COX 变换为：

$$Y(\lambda)=\begin{cases}\dfrac{Y^{\lambda}-1}{\lambda mg^{\lambda-1}} & \lambda\neq 0\\ mg\ \lg Y & \lambda=0\end{cases} \tag{2.4.9}$$

mg为观测的几何平均值，假设变换的平方加速度的期望值符合下列多项式模型：

$$h(t)=\beta_0+\beta_1 t+\beta_2 t^2+\cdots\beta_k t^k$$

用一般的非线性最小二乘法可以得到变换参数。

(2) 根据前面步骤 (1) 所确定的方差函数，进行反 BOX－COX 变换。对估计的多项式$\hat{h}$，按下式进行反变换。

$$\hat{\sigma}_z^2(t)=\begin{cases}[\hat{h}(t)\cdot\hat{\lambda} mg^{\hat{\lambda}-1}+1]^{\frac{1}{\hat{\lambda}}} & \hat{\lambda}\neq 0\\ \exp[\hat{h}(t)/mg] & \hat{\lambda}=0\end{cases} \tag{2.4.10}$$

为了取得具有不随时间变化的常量方差序列，Z_t 作如下变换：

$$Z_t^*=Z_t/\hat{\sigma}_z(t) \tag{2.4.11}$$

(3)ARMA 模型估计

将加速度序列变换后，利用 ARMA 模型去拟合 Z_t^*，即可求得式 2.4.8 中的各个系数。

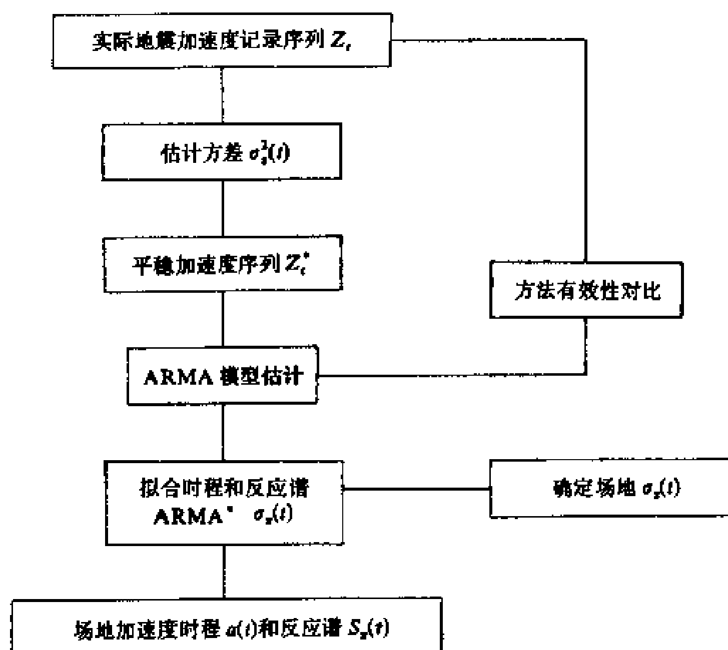


图 2.4.12　ARMA 法拟合框图

(4)拟合加速度时程

根据步骤(3)可得到 ARMA 模型参数，对这样一个平稳加速度序列进行非平稳化处理，即可得到一个拟合时程。具体做法是先提供一个预测地区的方差函数，然后与平稳加速度序列相乘，即可以得到所需要的加速度模拟时程。该方法的全过程见框图 2.4.12。

3. 方差包络线的估计

使用 ARMA 模型拟合地震动时程时，需确定方差包络线，其表达式为：

$$\sigma_z(t)=C_1(\alpha-k_1)\cdot\left(\frac{t}{\tau}\right)^3 e^{-(C_2/\tau)t}+k_1$$

$$C_1=\frac{8e^3}{3\sqrt{3}} \tag{2.4.12}$$

$$C_2=2\sqrt{3}$$

式中，α 反映了地震动最大强度；k_1 是弱震动值；τ 为强震动时间。

据 Ellis 和 Cakmak (1987) 研究，式 2.4.12 中，参数与物理量的关系如下：

$$\lg\alpha=\begin{cases}0.60+0.23\lg\dfrac{10^M}{k_\varphi d^2} & (H)\\ 0.52+0.19\lg\dfrac{10^M}{k_\varphi d^2} & (V)\end{cases}$$

$$\tau=\begin{cases}0.55+0.73\sqrt{d} & (H)\\ 1.05+0.121\sqrt{d} & (V)\end{cases}$$

$$\lg k_1=\begin{cases}-0.60+0.85\ \lg\alpha & (H)\\ -0.54+0.80\ \lg\alpha & (V)\end{cases}$$

式中，M 为震级；d 为震中距；k_φ 为地理环境系数，这里取 0.5；H 表示水平分量；V 表示垂直分量。取 $M=5.75$，震中距取 8km。为和地震动阻尼振动相一致，在尾部略作数学处理后，得到方差函数如图 2.4.13。

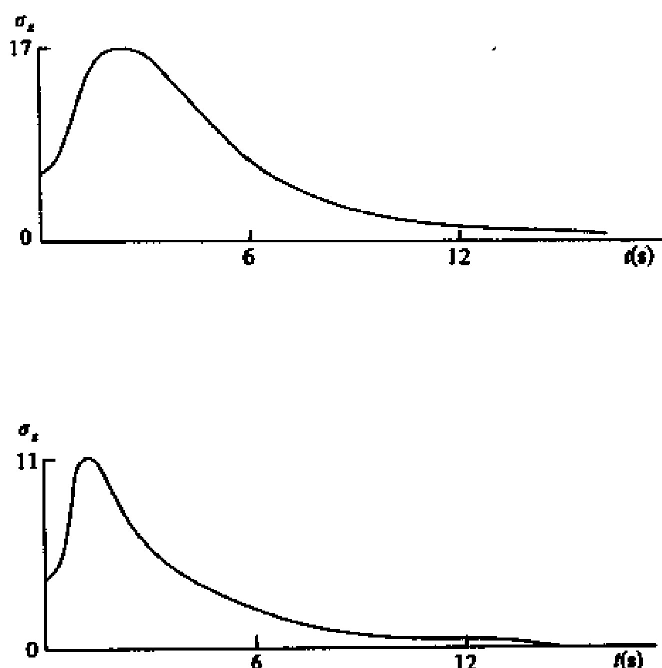


图 2.4.13 水平向(上)和垂直向(下)方差函数图

2.4.4 近场地面运动模拟

1. 基本原理和方法

在前面所述的地震动时程合成中，基本上是以在强度、频谱特性和持续时间等主要参数相符条件下，合成符合设计要求的地震动时程为目的，而对工程场址的地震地质环境基本上是不予考虑的。事实上，在任何特定的环境条件下，由于介质及其应力环境差异，特别是近源或近场条件下，地震引起的地面震动是有其个性的，这些特征受到震源环境、传播路径、场地所处相对位置等影响。因此，在考虑重大工程设计时，有必要对近源或近场断裂引起的地面运动进行研究。随着震源物理学、地震波传播理论以及数字计算技术的发展，从理论上模拟断层错动所引起的近场强地面运动，作为尝试和参考，已经开始为工程

师们所感兴趣。应该说近场或近源地震动模拟，相对于诸如核电、水电及其它重大工程设计而言，是最有用和最有前途的合成波方法。但是，考虑到近场和源地震动本身及其研究的复杂性和可用资料的有限性，这里仅仅在反映断错基本动力特征的简化假设下完成近源模拟。

近场地面运动理论模拟主要有两方面的问题：震源破裂过程和介质传播特性。在近场范围内，对于一个有限地震断层，通常是把它划分成若干断层元、使断层元最大尺度比观察距离 r 以及比所考虑的频率所对应的波长 λ 小很多(Aki.,1987)，这样的断层元就是理论上和数字计算上容易处理的位错点源。

对任意位错点源在地表产生的位移在频率域内的表达式可以写成：

$$W_z(r,\varphi,z,\omega)=\int_0^\infty \mathrm{d}kk\sum_{m=-2}^{2}U(k,m,z,\omega)J_m(kr)\exp(im\varphi)$$

$$W_r(r,\varphi,z,\omega)=\int_0^\infty \mathrm{d}kk\sum_{m=-2}^{2}\{V(k,m,z,\omega)\frac{\partial J_m(kr)}{\partial(kr)}+W(k,m,z,\omega)im\frac{J_m(kr)}{kr}\}\exp(im\varphi)$$

$$W_\varphi(r,\varphi,z,\omega)=\int_0^\infty \mathrm{d}kk\sum_{m=-2}^{2}\{V(k,m,z,\omega)im\frac{J_m(kr)}{kr}-W(k,m,z,\omega)\frac{\partial J_m(kr)}{\partial(kr)}\}\exp(im\varphi)$$

(2.4.13)

W_z、W_r、W_φ 分别是位移在圆柱坐标系(r,φ,z)中三个分量的 Fourier-Bessel 函数，位移标量 U、V、W 是 k、m、z、ω 的函数，U、V 与 SV 波相对应，W 与 SH 波相对应，k、ω 分别是波数和圆频率。计算是在层状弹性半空间介质假设下，在慢度-频率域用数字积分完成的，其中震源是作为位移-应力矢量的一个间断面来考虑的(Kennett，1980；1979)。

根据叠加原理，把所有断层元在地表产生的位移（速度、加速度）按一定的时间延迟叠加起来就是整个断层的总贡献：

$$\overline{W}=\sum_i^{n_i}\sum_j^{n_j}\overline{W}_{ij} \tag{2.4.14}$$

图 2.4.14 示意的是在地理坐标中走向为 θ、倾角为 δ、倾伏角为 λ 的断层及断层元。

2. 震源参数

断裂力学理论和实验结果都表明，断裂纹端部存在非弹性过渡区，其应力和速度都是有限的。为使震源时间函数满足这一要求，计算中参照 Haskell(1964)、Xu(1984)等的工作选用以下形式：

$$\Delta u(t)=\begin{cases}0 & ,t<0\\ D\tau^{-1}[t-(\tau/2\pi)\sin(2\pi t/\tau)] & 0\leqslant t\leqslant\tau\\ D & t>\tau\end{cases} \tag{2.4.15}$$

其中，D 为断层元最大错距；τ 断层元错动上升时间。该函数 n 阶可导，为避免对最终位移的数字结果求导而带来不必要的误差，计算中采用该函数的两次微商直接进行加速度求解（姚振兴，1985）。

根据 Day (1982) 对断层破裂力学的数字研究，当破裂速度为常数时，断层面上最大错距、错动上升时间、滑动速度等都以断层面中心向边缘呈一定规律的分布，其数值主要受断层长度比的影响。谢小碧等(1987)对不同断层模型辐射地震波差异的研究，看到不同破裂方式其辐射无论幅度还是频率成分都是不同的。计算中选用从断层一端首先开始，均匀扩展同时具有如下位错分布的断层模型：

$$D(x,y)=\frac{\Delta\sigma}{\mu}W[1-(\frac{2y}{W})^2]^{\frac{1}{2}}(2-\zeta)^{\frac{1}{2}}\zeta^{\frac{1}{2}}$$

$$\zeta(x)=\begin{cases}\dfrac{|L-2x|}{W} & |L-2x|<W\\ 1 & |L-2x|\geqslant W\end{cases} \tag{2.4.16}$$

如图 2.4.15 所示，L、W 分别为断层长和宽，$0\leqslant|x|\leqslant\frac{L}{2}$，$0\leqslant|y|\leqslant\frac{W}{2}$，$\Delta\sigma$ 为断层上的应力降，μ 为介质弹性模量，同时假定位错上开时间与位错成线性分布。

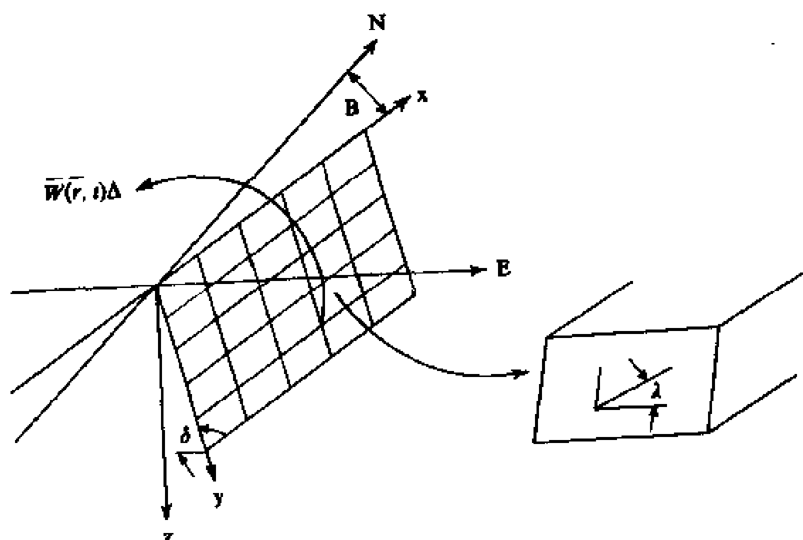


图 2.4.14　断层及断层元示意图

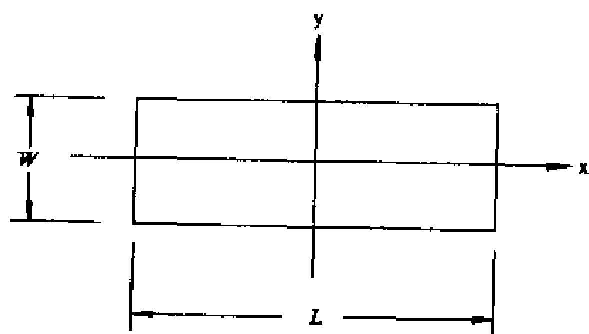


图 2.4.15　与位错分布对应的坐标系

断层元尺度的大小直接限制了所考虑的频率上限(Zapolskiy, 1973)，它的选取还取决于地震波在介质中的传播速度及断层破裂扩展速度，适当选取断层元大小即能确保计算的可靠性也能节省许多计算时间，可通过数字试验来确定（姚振兴，1985）。

应用上述基本原理，根据工程场地可能发生地震的断裂特点、规模、介质特性及断层和场地的相对位置关

系，即进行近场地震动模拟。

3. 模拟时程

据上述原理，假定某工程厂址邻近地区有一发展断层，距厂址 26km，埋深约 10km，发生过震级为 $5\frac{3}{4}$级的地震。根据 Purearu 等(1982) 的经验公式:

$$\lg M_0 = 1.5M_S + 16.1$$
$$\lg S = M_S - 4.1 \tag{2.4.17}$$

应用中国东部地区地震震级与断层破裂长度关系（蒋溥等，1985）：

$$M_S = 2.97\lg L + 2.56 \tag{2.4.18}$$

计算出所模拟的断层地震矩 $M_0 \sim 5.31\times10^{17}\text{N}\cdot\text{m}$，面积 $S\sim 46\text{km}^2$，长度 $L\sim 11.5\text{km}$，并把断层放在 10—14km 深处，计算时断层被划分为 20×60 个单元。

作为理论模拟，从工作量考虑，我们仅取了基本处于峰值上限的频本 10Hz 作为模拟的频带上限，下限取为 0.01Hz。

在我们模拟的问题中，由于断层距场地较近，对场地地面运动的影响主要来源于浅部地层，故没有考虑深层构造。表 2.4.6 是模拟中所用的地层参数，其中 n 是地层序号，V_P、V_S 分别是 P 波、S 波速度；ρ 是介质密度；H 是地层上表面深度。

图 2.4.16 是计算中使用的破裂前沿时间等值线。破裂首先开始于模拟断层一侧的 2.87km 处，深度为 13km，破裂以 $V_r=0.9\beta(3.4\text{km/s})$的速度扩展。断层产状是走向北东 50°，倾向北西，倾角 65°，倾伏角 30°，应力降 100×10^5Pa。

表 2.4.6 地层参数表

n	V_P(km/s)	V_S(km/s)	ρ(g/cm³)	H(km)
1	3.00	1.80	1.97	0.00
2	5.80	3.35	2.67	1.30
3	6.60	3.82	2.95	9.40

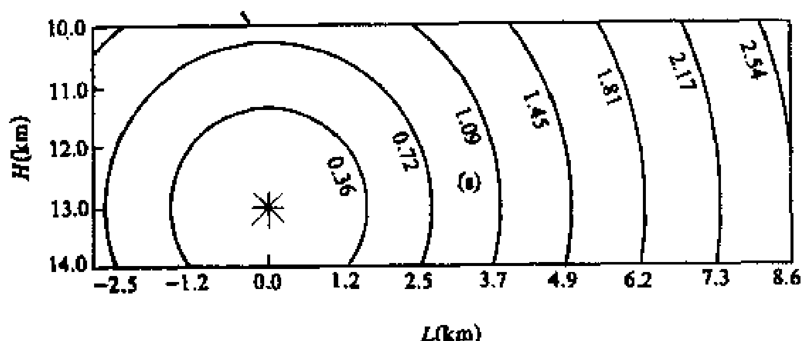


图 2.4.16 断层破裂前沿时间位置

图 2.4.17 为应用上述理论地震图合成原理并考虑场地具体条件模拟的地震动时程及其加速度反应谱。图中速度和位移时程是通过对加速度进行一次和二次积分而得到的。为了方便对比，拟速度谱都是在加速度值标定到 1 时得到的。

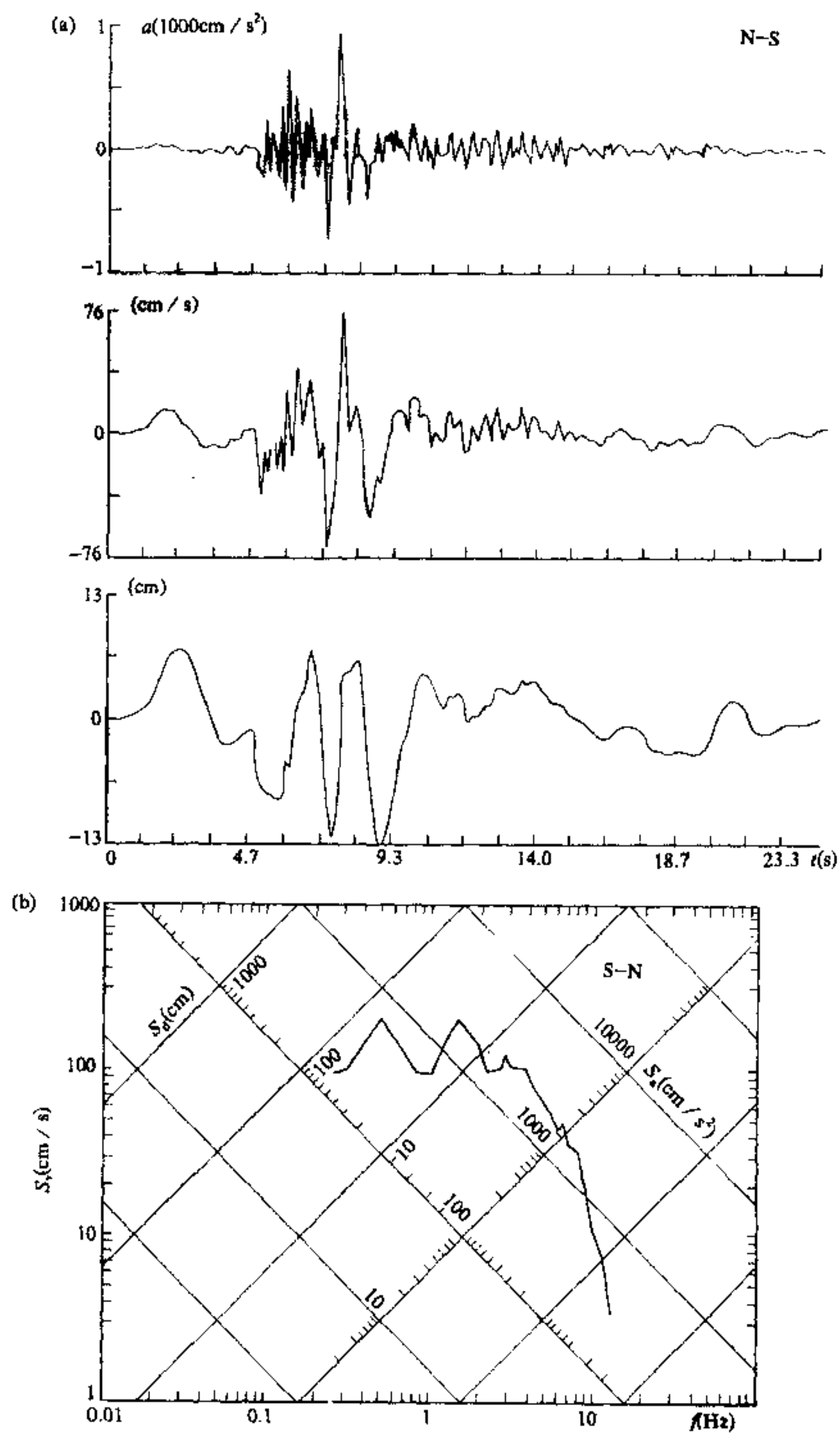


图 2.4.17 南北向时程及拟速度谱

2.4.5 不同方法评估

上述四种方法，由于所依据的基础资料和实现的基本思路的差异，其结果不一致也是自然的。表 2.4.7 列出几种方法在某些方面的对比。

表 2.4.7 四种合成时程方法比较表

方法	基本作法	优 缺 点
比例法	对实际记录线性放大（或缩小）由时域到时域的转换	1.应用实际记录，并可能保留其某些未知特性 2.由于持时修正而仅仅应用记录的一部分 3.以震级、优势周期、持时等反映工程所在区地震地质环境 4.满足不了同一系列的多次采样
目标谱拟合	以设计谱为目标，采用三角级数法、多次迭代拟合，完成满足给定精度要求人造时程，由频域到时域的转换	1.满足幅值和持时等基本设计要求 2.满足同一集系列多次采样 3.由设计谱合成的时程为实际中可能不存在人造时程 4.以反映地震动共性为主，场地环境特征为辅或不考虑
自回归滑动平均	对非平稳的实际记录进行稳态化，用 ARMA 模型经反映场地特征方差函数修正完成时程合成，由时域到时域的转换	1.应用实际的完整记录，并可能保持其某些未知特性 2.记录稳态过程和频率修正，可能去除实际记录的个性而保留其共性 3.通过方差函数可以反映场地地震地质环境特征
理论地震图模拟	以环境地震地质和震源物理为基础，选用断层位错模型进行地震动场地预测	1.应用适当模型反映场地地震地质环境（介质组成、力学状态、断错机制、场地位置等）对地震动的影响 2.理论合成工作量大 3.需作详细地震地质研究

四种方法实际反映三种情况。目标谱拟合法是以设计谱为依据完成的合成，是真正的人工合成，自然界并不存在这种理想的波，但可以满足工程的需要。但由于其方法本身并未反映场地地震动的个性，而仅仅反映一些共性，这样在强震观测资料不断增多条件下，其对地震动合成研究的作用和工程应用的前景是有限的。比例法和 ARMA 法都应用实际记录，有可能保留某些未知的地震动特性，并在一定程度上考虑了环境的影响，而反映场地地震动的个性。尤其是反映场地特点的方差函数的修正，可能得到既保留地震动特点，又反映场地地震地质环境的模拟地震动时程。理论地震图模拟是应用震源物理研究成果，选用符合场地环境的断错模型进行地震动预测，从理论和实际效果来看，随着研究的深入和模型的改进，将会逐步容纳场地地震地质特征的信息，因此，这一途径是最为有前途的方法。

2.5 地震动的测量

2.5.1 测量仪器

早在公元 132 年就有了地震仪，但能记录到对工程设计有意义的地震动过程的仪器，则是近 50 多年来的事。现有的地震动测仪器可以概括为两大类：一类是重点服务于地震学和地质学仪器。目的在于确定地震参数及震源力学特性（发震时间、方位、大小、震源机制）、地震波传播介质及其特性及地球的内部结构等；另一类是重点服务于抗震仪器，目的在于了解强地震特点和结构振动反应及其对结构破坏的影响等，为抗震设计提供数据。目的不同，使用的仪器的性能也不同。前者统称为地震仪，以远场弱震动为主要量测对象。由于记录位移制造工艺简单，地震仪几乎都是记录地震动位移。后者称为强震仪或强震加速度仪，以强震动为主要量测对象。测量的重点是中近源的地震动全过程。选定与地震惯性力联系密切的地震动加速度作为测量物理量。满足此要求的仪器制造工艺也相对容易，另外，观测强震动，特别是近场地震动，对研究震源动力过程极为重要，近年发展的强震地震学即以工程强震观测资料为基础而发展起来的。表 2.5.1 对比了两类仪器主要特点和差别。

表 2.5.1 地震仪与强震加速度仪的对比

仪器名称	使用者专业	地震强弱	运转	记录纸速	放大倍数	记录地震动量	对记录要求	设置地点	通频带
地震仪	地震学	弱	连续	慢	高	位移	波到时与初动	基岩	窄、低频
强震仪或加速度仪	工程地震	强	触发	快	低	加速度	全过程	各种场地与结构物上	宽频

表 2.5.2 中列举了现在国内外常用的几种强震加速度仪及其特性。由于强地震是稀有事件，强震仪不能象地震仪那样经常处于工作状态，只有在强地震到来时才自动工作，且强震动完了后即自动停止，所以仪器由地震动触发式启动。国际上都把启动下限（即记录下限）定为 0.01g，因为比此再小的加速度一般对结构物没有危害性。

由于强震仪是靠地震启动，所以表 2.5.2 中所列的这些仪器都有“丢头”现象，即开始那一部分小于启动下限的地震动和由于仪器的启动延迟时间而丢失的地震动将无法记录下来。

强震加速度仪一般由拾震器、放大器和记录器三部分构成，并能记录下拾振器所在地点的三个互相垂直的震动分量(一个竖向和两个水平)。

2.5.2 常用强震加速度仪的特性

特性	RDZ-1-12-66	USCGS 标准	SMA-1	AR-240	RFT250	RMT280	MO-2	SMAC B	UAR
使用地区	中国	美(加)	美	美	美	美	新西兰	日	苏
周期(s)	0.21—0.25	0.043—0.085	0.04—0.077	0.055—0.065	0.05	0.05	0.03	0.1	0.05
灵敏度(mm / 0.1g)	10—200	5.5—19.7	1.9 3.8 7.6	5—7.5	1.9		1.5—2.4	4	1.6
记录范围(g)	0.002—0.5	0.01—1.0 0.01—1.0	0.01—1.0	0.01—1.0	0.01—1.0	0.01—1.0	0.01—1.0	0.01—1.0	
阻尼比(%)	阻尼常数 10	60	60	55—65	60	60	60	100	70
阻尼原理	电磁	电磁	电磁	电磁	电磁	电磁	油	气塞	电磁
记录纸速(cm / s)	21 48 11.3	1	1	2	1	8.7	1.5	1	1
记录材料	照相纸	照相纸	70mm 底片	照相纸	70mm 底片	1/4 英寸磁带	35mm 底片	腊纸	照相纸
记录动力	直流马达	直流马达	直流马达	直流马达	直流马达	直流马达	直流马达	手摇发条	发条
记录总时间	160—900s	$1\frac{1}{4}$min	25min	最后强震动+7s	最后强震动+3s	最后强震动+7s	40(70)s	3min	1min
重复次数	20m 纸	5		150 英尺纸完	100 次纸完	100 次磁带完	9(5)	5	1
每秒时间讯号	20	2	2	2	2	2	-	1	无
启动方式	水平摆	水平摆	竖向摆	水平摆	水平摆	水平摆	竖向摆	水平摆	水平摆
频率范围	0.5—35	0—10(18)	0—25	0—16	0—20	0—20	0—25	0—10	0—20
启动延时(s)	0.2	0.2	<0.1	0.1-0.15	<0.1	0.1	0.1		0.05
总尺寸(cm)	49×35.8×35.3	33×51×114	20×51×36	36×41×41	22×27×50	23×38×48	18×18×43	54×54×47	30×46×61
总重(kg)	35	61	11	27	14	19	9	100	50
记录线宽(mm)	<1	0.5—0.75	0.1	-	0.1	-	<0.1	0.75	-
开始使用时间	1966	1931	1969	1963.9	1967	1967	1965	1953	-
备注	电流计 记录式	1941 前周期 0.1						1953.7 用 A 型	

2.5.2 强震观测

强震观测的目的在于通过强震记录，了解地震动与结构反应特性，确定引起结构物破坏的地震动参数，建立这些参数与震级、距离、场地条件的关系。最终为场地地震动预测和结构抗震设计提供依据。按观测目的，现有强震观测系统主要有下述六种。

（1） 地震动衰减台阵：目的在于了解地震动随断层距或震中距离的衰减的规律。一个台阵常包括几台到十几台强震加速度仪，成线状地跨越发震可能性较大的断层。表2.5.3 列出已取得了较好记录的 6 个台阵。

表 2.5.3 获得记录的线性台阵

台阵名	地点	强震仪台数	已取得记录的地震	线性长度(km)	记录的最大加速度(g)
帕克菲尔德-乔拉姆	美国加州	21 (准备加到 32)	1966.6.27 $M_S=6.5$	20	0.50
熊谷	美国加州	15			
埃尔森特罗	美国加州	13	1979.10.15$M_T=6.6$	45	17.0
APEEL	美国加州	15			
吉尔罗伊	美国加州	5	1979.63$M_L=5.9$		0.42
休斯湖	美国加州	16			

(据胡聿贤,1988)

(2) 区域性地震台阵：目的在于获得一个地区内地震动资料、包括不同场地条件对地震动的影响，如阿拉斯加台阵，共 51 台；夏威夷台阵，共 19 台；密西西比谷马德里台阵，共 38 台。大都分布较广。线性长度有时达几百公里。

（3） 断层地震动台阵：目的在于了解震源地震动特性。常与前述第一种地震动衰减台阵联合设置。除表 2.5.3 所列之外，还有美国南加州沿圣哈辛托和圣安德烈斯断层布置的台阵，我国也准备在北京附近布置这类台阵。同时考虑第一类台阵。

（4） 结构地震反应台阵：目的在于了解结构物在强地震作用下的反应。包括结构物的弯剪水平振动、扭转振动、竖向振动以及土结构相互作用等。要求根据结构的特性在结构物的不同高度和不同水平位置设置多台仪器，并特别要在室内地面与室外附近地面布置仪器。但事实上多不能同时满足这些要求。美国的情况是，在所观察的房屋内至少有 2—3 台仪器，分别设置在屋顶及室内地面，或中间层以上。按结构类型来分，现在国际上已设置的结构物范围很广，包括房屋、桥、坝、核电站、近海平台。我国也在房屋、桥、坝等多种类型结构上布置了台阵。在美国南加州地区。由于建筑法令要求，对于六层以上的高层房屋，至少必须布置 3 台强震仪，所以许多高楼观测系统都成了台阵。

（5） 地震动密集台阵或差动台阵：目的在于了解在几十米至几百米范围内，地面空间各点的地震动之间的相关性，以便研究这种关系对于大跨、多支点、大体积的结构物有

何影响。

(6) 地下地震动台阵或三维台阵：目的在于了解在几十米至 200m 左右的近地表区强震动加速度随地下深度变化的情况，以便更好地了解土结构相互作用和设计地下构筑物。这类台阵以日本为最多，主要开始于 1963 年，到 1976 年已有专门观测地表层的这类台阵 42 组，同时还有观测上部结构物的 36 组，仪器包括强震加速度仪、速度仪和位移仪，加速度仪占 87%，每组至少 2 台仪器，一般为 3—6 台，多时可达 9 台以上。观测深度多在地下 20m 以内，有些达到 69m，个别达 200m 左右。

以地震工程为目的地震动观测，美国始于 1932 年，日本始于 1930 年左右。我国始于 1966 年。到 1985 年全世界约布置有 7000 台，其中日、美两国各约占 3000 台。

2.5.3 强震观测资料

强震观测资料比较完善的美国，1971 年及以前的主要强震观测结果早已出版为四大卷，每卷分为 A、B、…、Y 等分册。第Ⅰ卷为未校正的加速度记录曲线和不等间距读数；第Ⅱ卷为校正后的记录，对记录的基线、仪器及读数误差进行了修正，但按等时间间隔 0.02s 给出；第Ⅱ卷中还同时给出了根据加速度时程积分而得的速度时程和位移时程曲线及等间距数；第Ⅲ卷是不同阻尼比的反应谱曲线（绘于四对数坐标上，可以同时给出加速度、速度和位移反应谱）和数值；第Ⅳ卷是傅里叶谱曲线和数值。每一卷中都给出了有关的地震参数。包括地震发生的时间、地点和震级。

另外，美国地质调查所每年出版一本《美国地震》，给出了该年美国的宏观烈度资料，包括等震线图和调查点的烈度与各种宏观现象以及简单的强震观测结果。对于特殊重大的地震还出版专门的报告，详细报道宏观震害现象和强震观测记录。

其他国家也有专门的强震观测记录报告出版。日本的强震观测各成系统出版。土木研究所发表土木结构加速度观测记录；港湾技术研究所的港湾技研究资料发表港湾结构物及附近地震动的加速度观测记录，每年均有一期；国家防灾研究中心强震观测委员会和东京大学地震研究所各发表一部分记录。此外意大利、前南斯拉夫等国也有强震加速度记录出版。

我国现有的强震观测资料，大多来自国家地震局工程力学研究所布设的台网，其中，河北黄壁庄水库的强震观测结果已正式出版；兰州地震局出版了 1976 年松潘地震时在文县取得的地震动记录。另外，工程力学研究所取得一些记录，如迁安记录和天津医院记录，曾为国内多次引用。

2.5.4 数字强震仪

目前大批使用的模拟式强震仪虽然对地震工程学的发展起了极为重要的作用。但存在如下一些问题：(1) 丢头现象。(2) 记录长周期和极大加速度的能力不足。(3) 记录分析中需预处理。因此，在 70 年代末到 80 年代初，人们提出了对新型强震仪的要求。如：(1) 周期范围，0.05—20s。(2) 振幅范围，0.0001—20g。为此，模数转换器应为 12—14

位二进位[①]，动态范围达 86 分贝。(3) 精确到时，精度 1／100s。(4) 记录延迟时间。

无疑，这些高的要求也许只有用数字地震记录仪方能达到。

美国于 1974 年、日本于 1978 年开始有数字强震仪，表 2.5.4 中列出了现有的一些数

表 2.5.4　现有数字强震仪及其特性

性　能		美 PDR-1	美 DSA-1	美 DR-100	美 MCD-302	美 MCD-600
记录	密度(BPI*) 总时间长(min) 延时(s) 效率范围(Hz)	1280 45.67 25.5 -	1280 22 25.5 0—40	650 4.6 0.9—2.8 -	1200 7 0.32—25.6 -	800 6.5 5 -
电　源 使用温度(℃) 体积(mm) 重量(kg)		DC±12V 0—70 355×430 ×200 13.5	DC±12V 0—50 250×432 ×216 19.5	DC±12V 0—70 394×241 ×267 12.7	DC+12V -30—65 356×203 ×254 7.5	DC+12V 0—60 216×305 ×464 12.7

性能		美 GEOS	日 DACS-L	日 SAMT-AC-14	日 SMAD-I	日 DACS-M	日 SAMT-AC-17S
记录	密度(BPI*) 总时间长(min) 延时(s) 效率范围(Hz)	1600 6400 35.140 213 -	770 15.23 7.4 0.05—30	1600 - 5 -	853 30.45 10.24 0.03—25	6400 60 40 0.05—100	- 30 5 0.1—30
电　源 使用温度(℃) 体积(mm) 重量(kg)		DC24V -20—60 533×318 ×362 15.9	DC12V 5—40 380×370 ×308 15	AC100V - 444×446 ×300 14	DC±144V 0—40 250×400 ×210 20	AC100V 5—40 535×770 ×1800 120	AC100V 0—50 - -

① 二进位又音译为比特(Bit)。设用n表示位数，则一个n位二进位的数可以表示从1到2^{n-1}的全部整数，若$n=12$，并取拟测量的最大加速度为±1000gal（即 1g)。最小可测数为±1000／（2^{n-1}）或近似为±0.5gal 即 12 位二进位可以测量±0.5—±1000gal 之间的加速度，精度为 0.5gal；这相当于动态范围为 10.1g(2^{n-1})＝66dB。若测量范围需要 0.1—2000gal，则应取 $n=114$，此时动态范围为 86dB。

字强震记录仪的性能，其记录均用盒式磁带。除了表中所列的这种以一般三分量为主的数字强震记录仪之外，还有一些多道强震记录仪，如日本的 DACS-MM 可以多达 12—36 道，SAMTAC-120 多达 1—64 道，美国的 DR-2000A 达 64 道。数字强震记录仪包括放大器、混频波滤器、浮动式放大器、模数转换器、记忆装置、数字磁带盒、启动器、电源、控制装置等部分，它必须与拾振器配合使用，其中力平衡拾振器是常用一种。例如前述 PDR-1 为数字强震记录仪，FBA-13 即为一种力平衡拾振器。拾振器将地震动讯号变为电量，经过模数转换才变为数字量。

和常用的模拟式强震仪相比，数字强震仪的优点是：一般不丢头；振幅动态范围大，精度仍高；周期范围宽，长周期振动精度高；预处理大为简化，可以迅速回放或用于计算机处理。目前，数字强震仪的主要缺点是磁带装置的使用湿度范围和抗振动性能还不理想，在恶劣环境下长期使用尚待改进。

2.5.5 强震记录在工程地震中作用和应用

Campbell（1987)曾认为工程地震是地震学一个分支，它是涉及到强震动测量、预测和分析的科学。虽然这仅仅是狭义的工程地震学观，但从此可见强震研究在工程地震中的地位。从广义工程地震角度出发，作为工程抗震设计和震害评价的基础——强地震动的预测是工程地震研究中一个重要组成部分。因此，强震记录在工程地震中的作用是显而易见的，也可以这样认为，今天，离开强震记录，去谈论工程地震研究和分析是难以想像的。因此，在工程地震研究分析中，强震记录具有最广泛的应用毫不奇怪。概括起来有下列几个方面：

（1）强震记录决定了工程地震动预测的方向和阶段，为抗震理论发展提供了必要的数据。抗震理论发展又为工程地震地震中地震动预测决定了方向和阶段。抗震设计是从简单的谐和振动为基础开始的，这是静态设计阶段。本世纪 30 年代开始，特别是其后—20 年大量强震记录获得，人们认识到地震动过程，它不是一个或少数几个简谐振动之和。贝尼奥夫和比奥特 1941 年提出反应谱概念，并用于表达复杂的地震动特性从而使强震记录具有明确的工程意义。至 1953 年，豪斯纳根据当时累积地震动加速度时程 $a\ (t)$，并确定了可供工程使用的平均反应谱或标准反应谱，又使这一重要理论在抗震设计实际中应用成为可能。50 年代后期至今，许多国家抗震规范采用这一理论，从而使抗震设计由静态转化到准静态阶阶段-反应谱设计阶段。近一二十年强震记录，特别是 1971 年圣费尔南多地震之后，从实际强震记录和震害对比中认识到地震动三个要素、强度（幅值）、谱和持续时间在真实结构物反应中作用，因而对于重要的新型式的和特殊的结构物，采用以反应过程分析为基础的真正动力法。此法已在不少实际抗震设计中使用，特别是核电、大坝等影响重大的结构。胡聿贤（1989）估计，90 年代中，人们将进一步理解结构物的破坏机制和地震动三要素，从而进人一个新的阶段。几乎和抗震理论发展相适应，地震动预测亦随之发生方向和阶段的变化。早期适应于静力设计阶段的地震动预测是以单个峰值为主，在反应谱阶段，则以预测不同地震地质环境条件下设计谱为目标。进人 80 年代以来，随着抗震理论向真正动态化发展。为适应特殊结构动力分析和设计及某些地震分析的要求，开始以地震动时程为主要内容的地震预测。

（2） 为定量研究地震动特性提供数据，例如，在地震工程中直接采用地震动的物理

量来描述地震动特性和对结构破坏的描述等。

(3) 随机振动理论的发展促进了强震时程合成研究。

(4) 为建立地震动区域衰减规律提供直接数据。由于强震记录增多，近场和远场地震动衰减规律的区域特征及影响因素研究深入，从而使在各种地震地质环境下地震动预测成为可能。

(5) 为近场震源参数研究和地震动模拟提供可靠的基础。这一方面主要集中在震源力学和震源介质参数研究方面，如通过强震观测资料，研究震源破裂过程和特点，震源应力降，地震矩，破坏尺度，从而为近场地面运动模拟提供基础。

(6) 强震观测资料在地震动区划中应用。许多研究者在处理地震破坏分布后发现，强烈震害区和强震动在一个短距离范围内将会出现很大的变化。近10余年来随着世界上许多国家强震台网的发展，特别是在人口稠密的城市地区，应用已布设于特定地区或城市强震仪所得到的强震记录，有可能完成该地区的最为可靠和经济的地震区划和地震小区划。关于这方面最有希望的例子是墨西哥城中心的强震台网，那里有完整的地震危险性分析、动力分析、墨西哥城中部占优势松散沉积层谱放大特性等结果，加上1988年2月8日地震（$M_S=5.8$），据48个强震记录和在1964—1986发生在削减带15个大地震48个强震记录而得到平均周期与加速度反应谱相关性资料。应用有效的强震记录和地震危险性有关参数，将能有效地完成主要危害性单元地震破坏的潜在可能性评价，这将能够编制出土地地震动效应性能图，地震地质灾害（液化、沉陷、滑坡等）稳定性图以及对城市或特定地区已建的和规划的地区地震破坏势的评价。作为地震小区划基本图件，根据强震记录，J. Petrovski 和 Z. Milutinovic （1991)作出过两个方面的地震动参数分布图，即动力放大因子分布图和谱加速度分布图。

第3章　地震活动性研究[1]

3.1　地震活动性研究的基本资料

3.1.1　地震历史记载

地震活动性是指地震发生的时、空、强的规律性，即地震活动在时间、空间、强度上的特点，它是地震危险性评价基本依据之一。

地震活动性研究的基本依据是地震的记载，地震作为现代地壳运动的一种形式或结果，作为对人类活动造成威胁的一种自然灾害，在地质历史和人类历史上都留有一定遗迹和记载，主要反映在三个方面：

(1) 地质记载，地震作为现代地壳运动的一种形式或结果，其发生、特别是大地震的发生必然在地表留有形变的遗迹，主要表现为地震断错及其引起地形地貌形态；震中区地面破坏，如滑坡、地层液化引起喷砂孔、喷砂粒等，这些即所谓大地震的遗迹。应用地质分析和年龄测定技术，可以确定出和地震遗迹相对应的古地震事件。研究古地震事件在时间和强度上的特点，这就是所谓地质-地震活动性研究。地质-地震活动性，其时间长度可以达 10^4a。地震形变遗迹，因历史久远，自然和人类活动往往导致地表遗迹破坏，因此，它所记录和反映的主要为低频度的大地震（一般 $M>7.0$）活动。例如，美国研究者对洛杉矶附近圣安德烈斯断层槽探研究和年龄测定，证明除 1857 年强烈地震之外该地区尚发生过震级相近的史前大地震，其年代为公元 260、350、390、735、845、935、1015、1083、1350、1720 等，两次地震相距 65—250a，平均为 150a。我国近些年也开展了古地震研究，亦取得许多成果，特别是断裂带的大震重复，如对中卫-同心断裂带五个槽探古地震揭露，其中 3 号和 1 号古地震年代结果对比如表 3.1.1，大震在原地重复间隔为 5000—6000a 左右，震级近 7 级。

表 3.3.1　F201 古地震年代对比度

古地震事件号	槽探事件年龄(a)		间隔(a)	大致震级
	3 号探槽	1 号探槽		
1	?	–		
2	>28290±590	–	6200±	$>6\frac{3}{4}$
3	>22020±520	>22090±450	4800±	
4	>21300±1300	>17240±260		
5	>13600±800	>17960±150	±4300	
6	>13060±140		>6500	

[1] 本章3.3；3.4；3.5为戴丽思执笔。

(2) 历史记载。地震作为一种自然灾害，在人类文明历史中加以记载，其中尤以我国有关地震历史记载相对最完整、历史最长。据《竹书记年》中曾有“夏帝发”“七年泰山震”记载，追索可能为公元前1631年发生的泰山地震。历史所记载的地震活动，即历史地震活动性，主要反映的是10^3a量级内的地震活动，显示中等频度、中等强度以上地震，至少是有感地震。我国地震活动研究主要依赖于这些资料。

(3) 仪器记载。相对来说，仪器记载时间比上述两种记载短得多，一般跨越最长时间段为10^1—10^2a量级，我国相对完整的仪器记载为1900年以后。有人称其为仪器地震活动性，主要反映的是高频度、中小地震活动特点。

3.1.2 地震编目和资料可信度评价

我国历史悠久，地震记载久远而丰富，远在3000年前就已有关于地震事件的记述。

我国约自殷代（公元前1401年）始，便设有史官，辑记国家大事，地震亦被当作灾祥大事记录了下来。自宋代，特别是明代以后，地方志书兴起，有关地震的记载较为丰富。但记载因时因地而异，一般边远地区记载简略甚至遗漏，时代愈早的地震，文字记载亦愈简略。另外，民间的碑文、野史、诗文等亦有不少关于地震的记载。这些都为研究我国地震活动提供了丰富而宝贵的资料。

我国关于地震资料的搜集与整理开始较早，宋初《太平御览》共集周至隋地震5条。元初《文献通考》，连同明代《续文献通考》，共集周至明末地震约500条。清初的《图书集成》共集周至清康熙地震（包括地陷、地裂）654条。本世纪初，南京黄伯禄作了较广泛的搜集（包括地方志书在内），编成公元前1767—公元1893年《中国地震目录》，共汇集大小地震3322次，但欠考证，多错误。

解放后，在中国科学院的领导下，由历史、地震等各专业人员，分别作了大规模搜集，翻阅书籍数据共15000余条。经过考证校对古今地名，转变干支岁月，按省分区，于1955年编成《中国地震资料年表》，这是我国目前最完全的历史地震资料。

解放前，我国仅有个别台站。解放前的地震，多系远距离台站测定，因此只能控制6级以上的地震，且精度较差。解放后，我国逐渐建立了地震台网，5级以上地震可以有较完整的资料，特别是1966年邢台地震以后，全国普遍建立了区域台网。地区性小震和弱震活动亦能在许多地区记录下来。另一方面，对历史上的一些大地震和1900年以来的破坏性地震进行了大规模调查研究，比较准确地确定了这些地震的震中位量和震级，并编制许多相对完整的地震目录。但由于史料和研究的深入，各类地震目录及其内容亦随时间推移而不断地完善着。

作为地震活动性研究的基础，无论是对一个地区，还是对一个具体的工程，整理和编制相对完整的和地区相对平衡的地震目录是必不可少的。对工程地震研究来说，根据不同需要和要求，在各类版本地震目录对比分析的基础上建立一定范围内的破坏性地震简目，将是地震活动研究的组成部分。地震简目内容主要包括：地震发生时间、地点、经纬度坐标、震级、震中烈度、震源深度等。

地震简目以表给出。地震简目力求资料可靠、完整，在全面进行地震活动性分析之，应对其进行可信度的评价。可信度评价包括：资料来源及其可靠性；资料完整性、特别是对早期地震记载和文化、交通欠发达地区的资料，要估计其记录的完整性；不同时段资料

差异；历史记载和近代仪器记录而确定的震级对比，特别是前者震级域可信度；不同版本目录对比和校核；疑难地震，特别是研究区或工程区附近，并对工程地震评价有较大影响的地震在必要时作专门性研究等。

对于 $M<4\frac{3}{4}$或 5 非破坏性地震，一般以仪器记录为准。地震简目的地区范围视工程需要而定，从目前工程地震研究要求和大震对场地影响角度，简目地区范围以研究场地为中心，半径 300—400km 为限，最低震级视地区地震资料状况而有所差异，一般以 $M>$ 4.0—$4\frac{3}{4}$级以上为宜。小于此级别地震，一般无需编目。有特殊需要时，以仪器记录为准，可编制工程区附近，一般以研究场地为心中半径 20—30km 范围小震目录。对所编目录，应根据需要绘制相应比例尺的中强震分布图和工程区小震分布图。

3.2 地震活动空间不均一性特点研究

3.2.1 地震平面分布不均一性

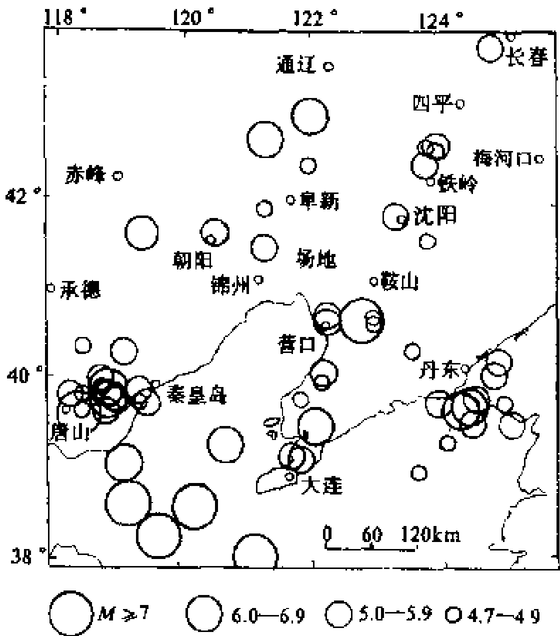


图 3.2.1 辽河油田及其周围地震分布图

地震活动空间不均一性首先反映在地震地理分布上的不均一性，下辽河地区及其周围 $M>4.0$ 地震分布图反映了这一特点（图 3.2.1)。该区内最早有记载的地震为 419 年辽西朝阳 5.3 级地震。自 419—1988 年共记载破坏性地震（$M>4\frac{3}{4}$）61 次，其中 7 级以上 6 次，6—6.9 级 10 次，50—5.9 级 27 次，$4\frac{3}{4}$—4.9 级 18 次，最大震级为 1976 年唐山 7.8 级地震。地震空间分布是不均匀的，但表现了明显成带性。图中地震活动主要集中在郯庐带和渤海北西带上，在辽西地区和鸭绿江口地区还有一些零散分布的地震。从强度上看，显示有海域地震活动本平高于陆地、现代活动水平又高于历史活动的特点。地震活动空间成带特点是地震带区划的基础。

3.2.2 地震活动频度不均一性

地震活动不均一性可以用"地震频度"来定量描述。地震频度定义为某点（X, Y）所在处单位面积上每年发生的大于等于震级 M_0 的地震个数：

$$n_{M_0}(X,Y)=\frac{1}{TS}N_{M_0}$$

式中，N_{M_0} 为面积 S 内震级大于等于 M_0 的地震个数；T 为统计时段。

3.2.3 地震活动度不均一性

地震活动度是描述地震活动空间不均一性另一定量指标，其定义为某点(X,Y)附近单位面积上发生的地震按震级-频度关系折合成震级为 M_0 的地震次数：

$$n'_{M_0}(X,Y)=\frac{1}{TS}\sum_{i=1}^{N}10^{b(M_i-M_0)}$$

式中，b 为大小地震间的比例系数；S、T、M_0 含义同前。

地震活动频度和地震活动度结果可以绘成相应的图件以表示地震活动空间不均一性。

3.2.4 地震活动深度分布不均一性

地震空间分布的不均一性除表现在地理上外，还表现在深度分布不均一性。图 3.2.2 为华北地区地震深度分布图，该区震源深度一般 5—30km，其中怀来-西安地震带的震源深度较浅，多为 5—20km；邢台-河间地震带为 10—30km；营口-郯城地震带较深，可达 30—40km。显示了同一地震区内不同地段震源深度空间不均一性。

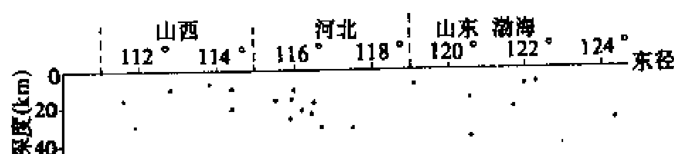


图 3.2.2 华北地震区震源深度分布图

(据中国地震区划，1977)

3.3 地震活动时序特征

3.3.1 强震的活动期

地震活动随时间呈现不均匀的分布，具有相对平静和显著活跃相互交替转化的发展过程。在一段时间内地震的发生表现出频度较低、震级小，地震活动出现相对平静的状态，可称为地震活动的平静期；在继之而来的另一段时间内，地震的发生表现出频度高、震级大的特点，地震活动出现了显著活动的状态，可称为地震活跃期。同一地震区内地震活动由相对平静转化为显著活跃是能量积累和释放的一个全过程，因此，可称它为一个地震活动期。

以华北地震区为例（图 3.3.1）。华北地震区自 1000 年以来明显地经历了三个地震活动期：第一地震活动期的起止时间为 1069—1368 年，历时 300a，其中 1069—1208 年为平静期，没有 6 级以上地震的记载，而 1209—1368 年为活跃期，记载有 8 级地震 1 次、6—6.9 级地震 7 次；第二地震活动期的起止时间为 1369—1730 年，历时 362a，其中 1369—1483 年为平静期，没有记录到 6 级以上的地震，而 1484—1730 年为活跃期，发生了 8 级以上地震 4 次、7—7.9 级地震 3 次、6—6.9 级地震 19 次，最大震级为 $8\frac{1}{2}$级；第三地震

活动期自1731年开始，至今尚未结束，其中1731—1814年为平静期，没有6级以上地震的记载，自1815年以来该区已进入了活跃期，到1976年，共发生7—7.9级地震7次、6—6.9级地震15次，最大震级为7.8级。地震活动的相对平静状态和显著活动状态的活动水平差别很大，发生地震的危险性也大不相同。此外，平静期和活跃期在历史上会不断转化，重复出现，但它的活动水平不是绝对重复，而是在活动和平静的运动中不断地发展变化着。

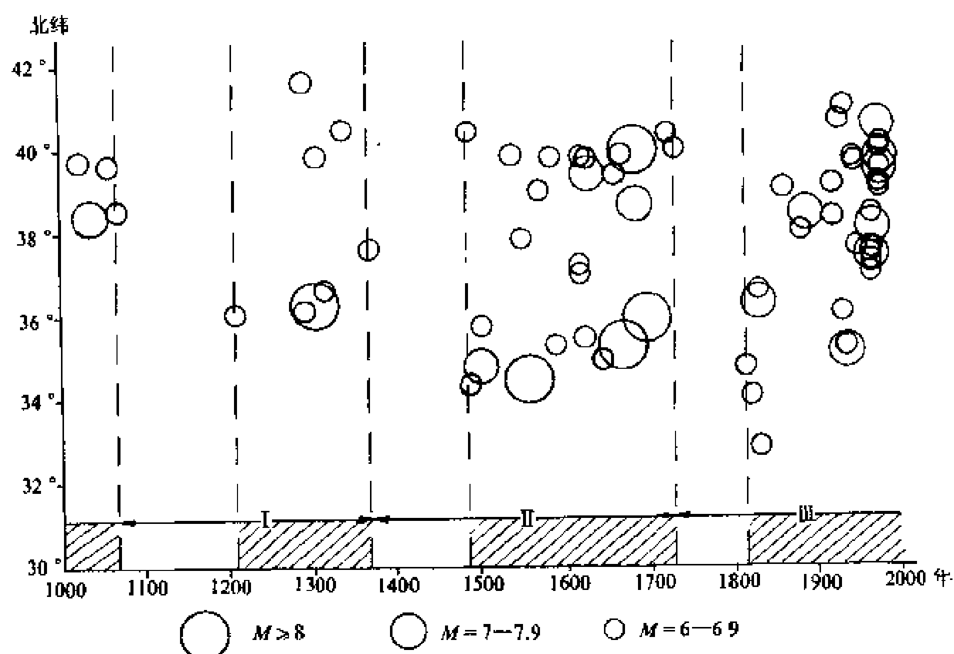


图 3.3.1　华北地震区地震时空分布图

(据中国地震区划, 1977)

3.3.2　地震活动的应变积累和释放过程

一个地震活动期内的地震活动有一个统一的孕育和发展过程，这一过程包含有四个发展阶段：孕育阶段、大地震前的“前震”活动阶段、大地震活动阶段以及大地震后的“余震”活动阶段。从我国各地震带地震活动过程来看，地震带内大震并不是突然发生的，而是有一个孕育发展的过程，是一次应变积累和释放的全过程，这一过程也包含有四个不同的发展阶段：应变积累阶段、应变前兆释放阶段、应变大释放阶段和剩余应变释放阶段（图3.3.2）。

应变积累阶段。此阶段应变以积累为主，释放很少，一般不超过全过程应变释放总和的百分之几，平均应变释放率为10^7—$10^8 erg^{1/2}$/a($1erg=10^{-7}J$，下同)，几乎没有或只有零星的破坏性地震，最大震级一般小于6级。这一阶段的延续时间较长，一般占全过程总时间的一半左右，地震活动处于相对平静状态，是地震带的安全期。

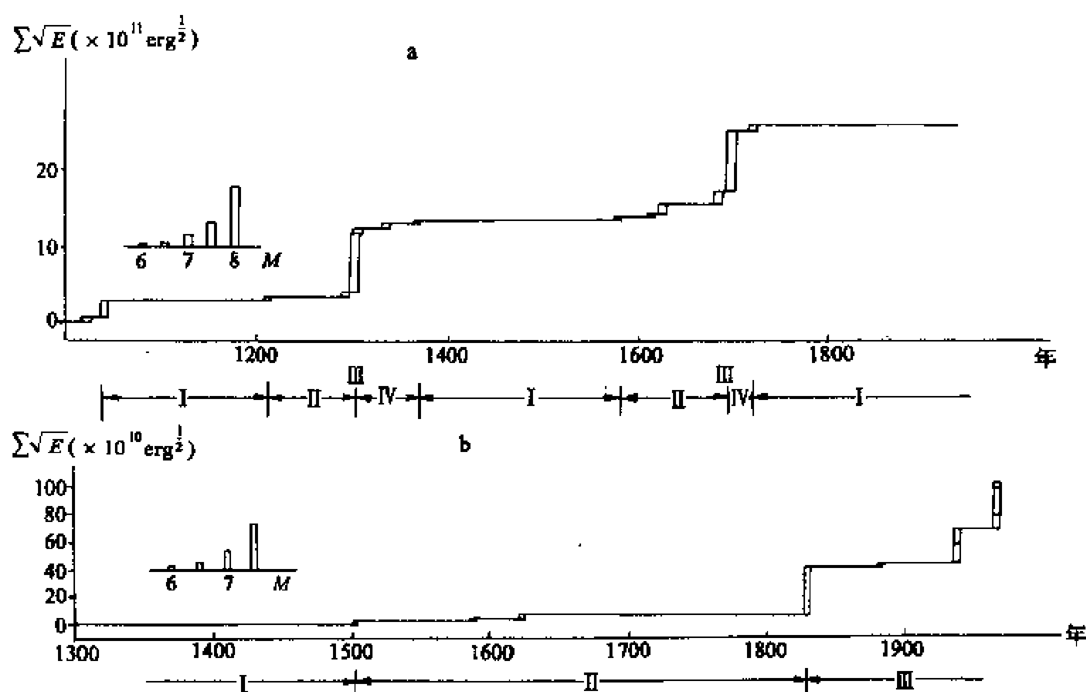


图 3.3.2 地震活动应变积累和释放过程实例(据中国地震区划,1977)

a. 怀来–西安地震带山西亚带(单发式)；b. 邢台–河间带(连发式)

应变前兆释放阶段。此阶段为地震带由相对平静转入显著活动的过渡阶段，虽然继续积累应变，但已开始释放一部分，且有逐渐加速释放的趋势，其释放约占全过程应变释放总和的 20%—30%，平均应变释放率为 10^8—$10^9\mathrm{erg}^{1/2}/\mathrm{a}$。在这个时期内，开始有较频繁的地震活动，最大震级达 $6\frac{3}{4}$—7.4，其持续时间在东部大陆各地震区一般为几十年，有的可达百年以上。本阶段的延续时间约占全过程总时间的 20%—30%，为地震带内地震危险性较大的时期。

应变大释放阶段。此阶段应变积累达到最高值，长期积累的应变在较短的时间内大量释放，一般占全过程应变释放总和的 60%—95%，平均应变释放率很高，约为 10^{11}—$10^{12}(\mathrm{erg})^{1/2}/\mathrm{a}$，最大地震可达 $7\frac{1}{2}$—$8\frac{1}{2}$级。它是地震带中地震危险最大的时期。在这个阶段，一些地震带长期积累的应变主要以一次 8—$8\frac{1}{2}$级的大地震释放出来，有时在大地震前后还有一些较小震级的地震，一般 1 年左右就逐渐衰减，为单发式（图 3.3.2a）；有些地震带长期积累的应变以多次 7—$7\frac{1}{2}$级大地震在带内不同地段陆续释放，延续时间可长达几十年，为连发式（图 3.3.2b）。

剩余应变释放阶段。这个阶段属于地震活动期的尾声，是显著活动阶段转入相对平静阶段的过渡时期，持续时间短，应变释放只占总和的 10%以下。这阶段地震的最大震级为 6—$6\frac{3}{4}$级，危险性逐渐减小。

由此可见，一个活动期内的地震活动在不同的发展阶段，具有不同的危险性。应变积累阶段为安全期，地震强度一般小于 6 级；应变前兆释放阶段有 6—7 级地震的危险；应变大释放阶段有 $7\frac{1}{2}$—$8\frac{1}{2}$级地震的危险；剩余应变释放阶段危险性逐渐减小，趋于平静。因

此，分析各地震带今后若干年地震活动所处的发展阶段对估计各地震带今后该时间的地震危险趋势是很有意义的。

3.3.3 地震活动期最大熵谱分析

1. 熵谱分析基本概念

“熵”的名词是从物理学引入的，“熵”是平均信息量的量度。最大熵谱简称为 MEM。众所周知，复杂的周期运动都是由多个不同频率的简单周期运动叠加而成，谱分析就是利用数学方法，把这些不同频率的周期运动逐步分离，并找出其主要的周期。MEM 的基本想法是选择这样一种谱，它对应于最随机的，或最不可预测的时间序列，而这个时间序列的自相关函数又与一组已知值相一致。这个条件等效于将所得时间序列的自相关函数进行外推，外推的原则是要使过程的熵最大。换句话说最大熵谱分析也就是使单位时间内获得最大平均信息的时间序列的功率谱分析。用普通的谱分析方法以较短的资料作周期分析时，往往使频谱产生较大的误差。而熵谱分析方法是按信息论中最大熵原理使数据合理地向外延拓。因此相对所要求的周期来说，最大熵谱分析法具有不受取样长度控制，即使数据采样长度较短，亦能较好地获得预期的效果。因而熵谱分析比一般谱分析优越，从而使求得更接近真实的地震活动周期。

2. 熵谱分析的计算方法

设有等间隔采样取得的几个地震平稳序列$\{X_i'\}(i=1, 2\cdots, n)$，先求得平均值$\overline{X}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}X'_i$，再求得新序列$X_i=X'_i-\overline{X}_0$。这里$X_i$ $(i=1, 2, \cdots n)$为我们使用的样本序列。

使向前预报误差与向后预报误差之和达极小来求得 b_1^1，

$$I(b_1^1)=\sum_{i=1}^{n-1}[(X_i-b_1^1X_{i+b_1^1X_{i+1})T2}+(X_{i+1}-b_1^1X_i)^2]$$

$$\frac{\partial I(b_1^1)}{b_1^1}=0$$

$$b_1^1=\frac{2\sum_{i=1}^{n-1}X_iX_{i+1}}{\sum_{i=1}^{n-1}(X_i^2+X_{i+2}^2)} \tag{3.3.1}$$

同理，有

$$I(b_2^2)=\sum_{i=1}^{n-2}[(X_{i+2}-(b_1^2X_{i+1}+b_2^2X_i)]^2+\sum_{i=1}^{n-2}[X_i-(b_1^2X_{i+1}+b_2^2X_{i+2})]^2$$

将平稳自回归模型的系数递推公式

$$b_1^2=b_1^1-b_2^2b_1^1$$

代入上式，取$\frac{I(b_2^2)}{\partial b_2^2}=0$，求得

$$b_2^2=\frac{2\sum_{i=1}^{n-2}(X_i-b_1^1X_{i+1})(X_{i+2}-b_1^1X_{i+1})}{\sum_{i=1}^{n-2}[(X_i-b_1^1X_{i+1})^2+(X_{i+2}-b_1^1X_{i+1})^2]}$$

依此类推，对 $1<k<n-1$，求得递推公式

$$b_{k+1}^{k+1}=\frac{2\sum_{j=1}^{n-k-1}[(X_i-\sum_{j=1}^{k}b_j^kX_{i+1})(X_{i+k+1}-\sum_{j=1}^{k}b_j^kX_{i+k-j})]}{\sum_{i=1}^{n-k-1}[(X_j-\sum_{j=1}^{k}b_j^kX_{i+j})^2+(X_{i+k+1}-\sum_{j=1}^{k}b_j^kX_{i+k+1-j})^2]} \tag{3.3.2}$$

b_j^{k+l} 由自回归系数递推公式

$$b_j^{k+1}=b_j^k-b_{k+1}^{k+1}\cdot b_{k+1-j}^k \qquad (j=1,2,\cdots k) \tag{3.3.3}$$

求得。式 3.3.1–3.3.3 组成系数 b_j 的递推公式。

截止阶 k_0 的确定，对谱估计的好坏关系甚大，这个问题在理论上未能得到很好解决，一般按经验取 $k_0=\frac{n}{/\ln(n)}$，$\frac{n}{\lg(n)}$为始算阶数。然后运用最终预报误差准则（FPE)，比较出较好的阶数 k。使

$$(FPE)_k=[(1+\frac{k}{n})/(1-\frac{k}{n})]\cdot\sigma_k^2 \tag{3.3.4}$$

这最小时确定 k_0，其中

$$\sigma_k^2=R(0)-\sum_{j=1}^{k}b_j^kR(j) \tag{3.3.5}$$

σ_k^2 为预报误差方差，自相关函数

$$R(j)=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n-j}X_i\cdot X_{i+j} \qquad (j=0,1,\cdots k) \tag{3.3.6}$$

也可递推求得，其公式为：

$$R(0)=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}X_i^2 \tag{3.3.7}$$

$$R(1)=b_1^1R(0) \tag{3.3.8}$$

对 $1<k<n-2$，有

$$R(k+1)=b_{k+1}^{k+1}[R(0)-\sum_{j=1}^{k}b_j^kR(j)]+\sum_{j=1}^{k}b_j^kR(k+1-j) \tag{3.3.9}$$

由式 3.3.1—3.3.5、3.3.7—3.3.9 组成递推算法，当定出 k_0 后，最大熵谱为：

$$f(\lambda)=\frac{\sigma_{k_0}^2\cdot\Delta t}{\left|1-\sum_{j=1}^{k_0}b_j^{k_0}e^{-i2\pi j\lambda}\right|^2} \tag{3.3.10}$$

式中，Δt 为采样间隔；$\lambda=\Delta t\cdot f$，f 为频率 $T=\frac{1}{f}$；T 为周期长度；i 为虚数；k_0 为截止阶数，即最后选定的阶数。

3.4 地震活动性趋势分析主要统计方法

3.4.1 地震活动性趋势分析概念

考虑到地震活动在时间上不均匀性，对某个地震带或地震统计带或某一特定研究范围，根据地震活动在时间序列上的特点，估计其未来趋势性地震活动的基本特点和地震活动水平。这就是我们常说的地震活动的趋势分析。因此，地震趋势分析实为地震活动时序特点的预测。它既是地震危险性评价直接工作之一，也是地震危险性评价中某些地震活动性参数，如上限震数、b 值、某一震级以上地震发生率等估计的基础。

地震活动性趋势分析主要可采用下列几种主要方法进行：

(1) 地震活动期;

(2) 震级-频度关系;

(3) 极值理论、马尔科夫模型、线性预测等统计方法。

3.4.2 地震活动趋势极值统计分析

根值理论预报地震是理论统计预报地震方法之一，是用来计算某一地区或某一地震带内历史地震的平均复发周期和在某段时间内可能发生的地震次数，以及预测今后在某一时间段内地震活动的水平。其基本原理是通过各样品极值分布特点进行预测。

极值分布是研究几个观测值 X_1，X_2，X_3，…，X_n 中的极大值

$$X_n=\max(X_1, X_2, X_3, \cdots, X_n)$$

或极小值

$$X_n=\min(X_1, X_2, X_3, \cdots, X_n)$$

的概率分布规律。

为了导出地震的极值分布函数，假定：

① 地震频数按震级分布，在不太大的震级范围内满足 Gutenberg−Richter 震级−频度关系。即：

$$\lg n(x)=a-bx \tag{3.4.1}$$

$$\lg N(x)=A-bx$$

$$n(x)=-\frac{\mathrm{d}N(x)}{\mathrm{d}x},\ A=a-\lg(b\ln^{10}) \tag{3.4.2}$$

式中，x 为地震震级；n（x）为在 x 邻近的单位震级范围内的地震次数；N（x）为震级 $\geqslant x$ 的地震次数，即积累频数。

当地震数目足够多时，可由 3.4.1 或 3.4.2 得出地震震级的分布函数 F（x）：

$$F(x)=1-\frac{\int_x^{\infty}\mathrm{d}N}{\int_0^{\infty}\mathrm{d}N}=1-10^{-bx}=1-\mathrm{e}^{b'x} \tag{3.4.3}$$

式中，$b'=b\ln 10$；$F(x)$ 的含义是：下次发生地震震级不大于 x 事件的概率，$x>0$。

② 在某一单位时间段 Δt 内，大于某个震级的地震次数 ξ，是一个泊松随机变量，服从泊松分布，即发生 k 个地震的概率为：

$$P(\xi=k)=\frac{\alpha^k\cdot\mathrm{e}^{-\alpha}}{k!} \tag{3.4.4}$$

式中，α 为所取时间间隔 Δt 内发生地震的平均数。

在 Δt 时间里，关键是要寻找到地震的极值分布函数，才能了解到最大的一个地震震级服从什么分布。这里令极值分布函数为 $G(x)$，$G(x)$ 表示在 Δt 时间内如果发生一系列地震，其中最大一个地震震级小于等于 x 事件的概率（设用 B 表示）即：

$$P(B)=G(x)=\sum_{k=0}^{\infty}\frac{\alpha^k\cdot\mathrm{e}^{-\alpha}}{k!}[F(x)]^k$$

$$=\mathrm{e}^{-\alpha[1-F(x)]}=\mathrm{e}^{-\alpha\mathrm{e}^{\beta X}}=\mathrm{e}^{-\mathrm{e}^{-\beta(x-u)}} \tag{3.4.5}$$

$$\alpha=\mathrm{e}^{\beta u},\quad \beta=b'=b\ln 10,\quad u=\frac{A}{b}$$

式中，β、u 为待定常数，可由观测资料定出，定 β、u 的方法如下：

将要统计的时间段分为 m 个单位时间（可以几年、年、月），每单位时间选取一个最大地震 $x_j(j=1, 2, 3, \cdots, m)$，共 m 个，然后按震级大小重新排列即：

$$x_1<x_2<\cdots x_i<\cdots<x_m$$

x_j 是一个顺序统计量，也是一个随机变量，它的分布函数 $G(x_j)$ 也是一个随机变量，$G(x_j)$ 的数学期望是 $\frac{j}{m+1}$，即 $\frac{j}{m+1}$ 是 $G(x_j)$ 的无偏估计量，所以可用 $\frac{j}{m+1}$ 代替 $G(x_j)$，对式 3.4.5 两边取两次对数，得到：

$$-\ln[-\ln G(x)=\beta(x-u) \tag{3.4.6}$$

$$y_0=-\ln\left[-\ln\left(\frac{j}{m+1}\right)\right]=\beta(x_j-u) \tag{3.4.7}$$

$$(j=1, 2, \cdots, m)$$

对这 m 个线性高程用最小二乘法定出 β、u。

$$\sum_{j=1}^{m}\left(x_j-\frac{1}{\beta}y_j-u\right)^2=\min(\text{最小})$$

$$\frac{1}{\beta}=\frac{\sum_{j=1}^{m}(y_j-\bar{y})^2}{\sum_{j=1}^{m}(x_j-\bar{x})(y_j-\bar{y})},\quad u=\bar{x}-\frac{\bar{y}}{\beta} \tag{3.4.8}$$

其中， $\bar{x}=\frac{1}{m}\sum_{j=1}^{m}x_j$； $\bar{y}=\frac{1}{m}\sum_{j=1}^{m}y_j$。

由 β、u 和地震按震级的分布函数，可求出震级＞x 的地震个数以及地震的复发周期：

$$N(x)=\alpha\ [1-F(x)]\ =\mathrm{e}^{-\beta(x-u)} \tag{3.4.9}$$

$$T(x)=\frac{1}{N(x)}=\mathrm{e}^{\beta(x-u)} \tag{3.4.10}$$

式中，T（x）为发生一次震级＞x 的地震所需要的单位时间函数。求出各地震区的地震复发周期 T（x）后，就可得到在统计时段内各地震区应该发生的地震次数即统计平均值 $N_p(x)$：

$$N_p(x)=PN(x)=P/T(x) \tag{3.4.11}$$

一般情况下，统计时段内的实际观测值 $N_s(x)$与统计平均值 $N_p(x)$应该基本相等。如果 $N_s>N_p$，即地震实发数超过了统计平均值，这时，再要发生地震的可能性较小，反之，则属"缺震"情况，发生地震的可能性相对增大。这样，利用实发地震数 $N_s(x)$围绕统计平均值 $N_p(x)$的涨落现象便可以对地震危险性做出定量的估计，即：

$$P(\xi>k)=1-P(\xi\leqslant k)=1-\sum_{r\leqslant k}\frac{\lambda^r\cdot\mathrm{e}^{-\lambda}}{r!} \tag{3.4.12}$$

表示在 t 时间内，要发生大于 k 个地震的概率。

在实际计算中，由式 3.4.10 得到的 T（x）会出现较小地震复发周期 T（x）偏大、较大地震的 T（x）偏小的情况，这主要是由于在假设 3.4.3 中震级累积分布函数 F（x）是用了震级上限为无穷大时得出，显然不符合实际情况，所以须对式 3.4.3 进行修正为：

$$F_1(x)=1-\frac{\int_x^{x_2}\mathrm{d}N}{\int_0^{x_2}\mathrm{d}N}=1-\frac{\mathrm{e}^{-\beta x}-\varepsilon}{1-\varepsilon},\ 0\leqslant x\leqslant x_2 \tag{3.4.13}$$

式中，x_2 假定某一地震带的震级上限；$\varepsilon=\mathrm{e}^{-\beta_1 x_2}$ 是一个极小子量。相应式 3.4.2 修改成：

$$G_1(x)=\mathrm{e}^{-\alpha\frac{\mathrm{e}^{-\beta x}-\varepsilon}{1-\varepsilon}}=\mathrm{e}^{-\alpha\frac{\mathrm{e}^{-\beta x}-\varepsilon}{1-\varepsilon}}\approx\mathrm{e}^{-\alpha\ [\mathrm{e}^{-\beta x}-\varepsilon]} \tag{3.4.14}$$

$$-\ln\ [-\ln G_1(x)]\ =\beta(x-u)-\ln\ [1-\mathrm{e}^{-\beta(x_2-x)}] \tag{3.4.15}$$

对式 3.4.9、3.4.10、3.4.11 作相应的修正得：

$$N_1(x)=\alpha\,[1-F_1(x)] \quad =\alpha\frac{e^{-\beta x}-\varepsilon}{1-\varepsilon}=e^{-\beta(x-u)}\,[1-e^{-\beta(x_2-x)}] \tag{3.4.16}$$

$$T_1(x)=\frac{1}{N_1(x)}=e^{\beta(x-u)}\frac{1}{1-e^{-\beta(x_2-x)}} \tag{3.4.17}$$

$$N_p(x)=PN_1(x)=P/T_1(x) \tag{3.4.18}$$

当 $x<x_2$ 时，以上式子和未修改前的形式完全一样。x 与 $-\ln\,[-\ln G_1(x)]$ 仍呈直线关系。

当 $x\approx x_2$ 时，则 x 与 $-\ln\,[-\ln G_1(x)]$ 关系曲线逐渐弯曲，最后趋于一个极限值 x_2。

与上述相仿，把观察值 $x_j(j=1,\ 2,\ \cdots,\ m)$ 及 $\frac{j}{m+1}$ 代入式 3.4.15，得到 m 个方程，

$$-\ln\,[-\ln\frac{j}{(m+1)}]=\beta(x_j-u)-\ln\,[1-e^{-\beta(x_2-x_j)}] \tag{3.4.19}$$

$$=f(x_j,\ \beta,\ u,\ x_2)$$

$$(j=1,\ 2,\ \cdots,\ m)$$

将式 3.4.19 的右边在 $(\beta_0,\ u_0,\ x_{20})$ 点展开成泰勒级数：

$$Y_j=-\ln\,[-\ln\frac{j}{(m+1)}]=f(x_j,\ \beta,\ u,\ x_2)$$

$$\approx f|_0+\frac{\partial f}{\partial\beta}|_0(\Delta\beta)+\frac{\partial f}{\partial u}|_0(\Delta u)-\frac{\partial f}{\partial x_2}|_0(\Delta x_2) \tag{3.4.20}$$

β、u、x_2 的修正值 $\Delta\beta$、Δu、Δx_2 满足的方程 3.4.20 是一个线性方程，可用最小二乘法求出修正值 $\Delta\beta$、Δu、Δx_2。

确定 β_0、u_0、x_2 的方法是：将实际资料代入式 3.4.7 定出 β、u，把这样定出的 β、u 作为 β_0、u_0，x_{20} 可取实际已发生的最大地震加 0.5 级，将初值代入式 3.4.20，用最小二乘法求得修正值 $\Delta\beta$、Δu、Δx_2，即得：$\beta_1=\beta_0+\Delta\beta$，$u_1=u_0+\Delta u$，$x_2=x_{20}+\Delta x$，如果修定的误差较大，则可进行多次修正，从而得出修改后的分布函数 $G_1(x)$，以及相应的 $N_1(x)$、$T_1(x)$、N_p（x）即：

$$N_1(x)=\alpha\,[1-F_1(x)]=\alpha\frac{e^{-\beta x}-\varepsilon}{1-\varepsilon}\approx e^{-\beta_1(x-u_1)}\,[1-e^{-\beta_1(x_2-x)}] \tag{3.4.21}$$

$$T_1(x)=\frac{1}{N_1(x)}=e^{\beta_1(x_1-u_1)}\frac{1}{1-e^{-\beta_1(x_2-x)}} \tag{3.4.22}$$

$$N_p(x)=PN_1(x)=P/T_1(x)$$

3.4.3 地震活动趋势线性预测

线性预测理论是根据地震的发生在时间、空间及强度分布上的随机性，构成一个随机的时间序列，然后利用随机过程的相关函数理论将地震的时空序列进行外推，来得到未来大地震发生的时间。该方法仅要求地震序列是一平稳过程，地震序列时间长度为外推时段的 4—5 倍即可进行预测。基本方法原理如下：

将一个地震带的历史地震序列记为：

$$f(t_i)=f(i\Delta t) \qquad (i=1,\ 2,\ 3,\ \cdots,\ n) \tag{3.4.23}$$

式中，Δt 为单位时间（年、季、月、天）；n 为地震序列总长度；$f(t_i)$反映 $i\Delta t$ 时内最大地震的一个量。

用分级过滤的预测方法，因为地震发生的震级大小是不尽相同的，而且较早的历史地震记载中，小地震往往遗漏较多。这样就可先对某一地震带内的大地震进行预测，将其余中、小地震视为"干扰"而过滤掉。再缩小范围预测中等强度的地震。由于每次外推都限定在某一震级水平，因此，对地震时间序列的预测计算就能同时给出强度和时间的概念。

以下为具体计算方法：

首先将式 3.4.23 中的强度函数 $f(t)$ 采用地震能量开立方$\sqrt[3]{E}$为标度（单位取 $10^{-6}\mathrm{erg}^{1/2}$），再将其变换均值为零的随机序列

$$\varphi(t_i)=f(t_i)-\overline{f(t)} \qquad (i=1,\ 2,\ 3,\ \cdots,\ n) \tag{3.4.24}$$

式中，$\overline{f(t)}$为历史地震序列的总体平均值：

$$\overline{f(t)}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}f(t_i)$$

式 3.4.24 中的随机函数 $\varphi(t)$可分解为两项

$$\varphi(t)=S(t)+n(t) \tag{3.4.25}$$

其中，$S(t)$ 为历史序列中的大地震，称为信号；$n(t)$ 为中、小地震，称为"干扰"。

引入一个可以完成过滤兼预测作用的系统（在数学上等价于算子 P），其作用有，若将 $\varphi(t)$输入该系统时，输出应逼近信号的未来值 $S(t+t_0)$，

记为 $$P\left[\varphi(t)\right]=S(t+t_0) \tag{3.4.26}$$

其中，t_0 为外推时间。

问题的中心是如何找出一个最优的算子 P，它应满足

$$\overline{\varepsilon^2}=\lim_{2T\to\infty}\frac{1}{2T}\int_{-T}^{T}\{P\left[\varphi(t)-S(t+t_0)\right]\}^2\mathrm{d}t \tag{3.4.27}$$

取最小值的条件。

在线性系统理论中，一个线性系统（或算子）的输入与输出的关系可表达为：

$$S(t+t_0)=\int_0^{\infty}\varphi(t-\tau)k_{t0}(\tau)\mathrm{d}\tau \tag{3.4.28}$$

式中，$k_{t0}(\tau)$系统的脉冲响应函数，亦可称为算子 P 的核函数。

如何求核函数$k_{t0}(\tau)$，首先根据式 3.4.27 的条件，可证明函数$k_{t0}(\tau)$为下列积分方程即(Wiener−Hopf 方程)的解

$$R_{s\varphi}(\tau+t_0)=\int_0^{\infty}R_{\varphi\varphi}(\tau-\alpha)k_{t0}(\alpha)\mathrm{d}\alpha \tag{3.4.29}$$

式中

$$R_{s\varphi}(\tau + t_0) = \lim_{T\to\infty}\frac{1}{2T}\int_{-T}^{T} S(t + t_0 + \tau)\varphi(t)\mathrm{d}t \tag{3.4.30}$$

$R_{\varphi\varphi}$ 为输入 $\varphi(t)$的自相关函数

$$R_{\varphi\varphi}(\tau) = \lim_{T\to\infty}\frac{1}{2T}\int_{-T}^{T} \varphi(t + \tau)\varphi(t)\mathrm{d}t \tag{3.4.31}$$

因为 $\varphi(t)$为历史地震序列，S（t）为大地震倍号序列均是已知的。所以相关函数 $R_{\varphi\varphi}(\tau)$及 $R_{s\varphi}(t+t_0)$均可计算求得。由式 3.4.29 解出过滤预测函数$k_{t0}(\alpha)$，代入式 3.4.28 即可求得预极值。

3.4.4　地震活动趋势马尔科夫模型分析

马尔科夫模型要求的条件较简单、计算也不复杂，能得出今后某一时段某一地区一定震级以上地震的危险性。其要求地震序列的条件须是平稳的，且具有马尔科夫性，具体说就是若地震事件在 t 时的状态确定，则以后运动的状态与 t 以前的状态无关，而仅与 t 时的状态有关。具体方法如下：

若我们要求预测某一地震区具有发生 $M > M_1$ 的地震危险性，首先需用地震区中所有 M_0 以上的地震序列作 $M-t$ 图（M_0 的取值大小对结果影响不大）。

令 $M > M_1$ 为状态 1，$M_0 < M < M_1$ 为状态 0，且 0 或 1 状态连续发生，然后再引进 0′ 和 1′ 状态。0′ 和 0 状态的统计特性完全一致，0′ 和 0 状态只能转移到 1 状态，不能转移到 1′ 状态；1′ 和 1 状态的统计特性完全一样，1′ 和 1 状态只能转移到 0 状态，不能转移到 0′ 状态。

可以证明，这样构成的随机过程 y(t)也具有马尔科夫性，并一定是标准的，即：

$$\lim_{t\to 0}\frac{P_{jk}(t)}{t} = q_{jk},\ j \neq k; \tag{3.4.32}$$

$$\lim_{t\to 0}\frac{1 - P_{jj}(t)}{t} = q_j，\text{存在且有限。}$$

如何预测从今(T_0)至以后(T)内至少要发生一次 $M > M_1$（即状态 1）地震的概率，这也是我们采用该方法的主要目的。先求在时间〔T_0，T_0+T〕内，一个 $M > M_1$ 的地震都不发生（即事件一直处在 0 和 0′ 状态）的概率，用数学式表示之。因为 $M > M_1$ 的大地震发生后，很快必有 $M_0 < M < M_1$ 的地震发生，因此可假定 $y(T_0)=0$，

$$\begin{aligned} &P(y^{(t)} \in \{0,\ 0'\},\ T_0 < t \leqslant T_0 + T | y(T_0) = 0) \\ &= P(A_0 | y(T_0) = 0) + P(A_1 | y(T_0) = 0) + \cdots + P(A_n | y(T_0) = 0) + \cdots \end{aligned} \tag{3.4.33}$$

其中，A_n 表示在〔T_0，T_0+T〕内发生几次 0 与 0′ 状态之间的转移。可以证明

$$P(A_n | y(T_0) = 0)\frac{1}{n!}(q_{00}T)^n \cdot \mathrm{e}^{-q_0 T} \tag{3.4.34}$$

将式 3.4.34 代入式 3.4.33 可得

$$P(y(t) \in \{0,\ 0'\},\ T_0 < t \leqslant T_0 + T | y(T_0) = 0)$$

$$=e^{-q_0T}+q'_{00}T\cdot e^{-q_0T}+\cdots+\frac{1}{n!}(q_{00}'T)^n e^{-q_0T}+\cdots$$

$$=e^{-q_0T}\cdot\left(1-\frac{q_{00}'}{q_0}\right) \tag{3.4.35}$$

根据马尔科夫过程理论，可以证明

（Ⅰ） $q_0=\frac{1}{\lambda_0}$

（Ⅱ） $\lambda_0=E(\tau_i^0)\approx\frac{\tau_1^0+\tau_2^0+\cdots+\tau_n^0}{n}$

即在状态0及0′上平均流出的时间。

（Ⅲ） $P'_{00}=\frac{q'_{00}}{q_0}$

$P_{01}=\frac{q_{01}}{q_0}$

（Ⅳ） $P_{01}\approx\frac{n_{T_0}^{(01)}}{n_{T_0}^{(0)}}$

其中，$n_{T_0}^{(01)}$为T_0时间内由0或0′状态转移到1状态的次数，$n_{T_0}^{(0)}$为T_0时间内处于0和0′状态的地震个数。

式3.4.35可写成：

$$P(y^{(t)}\in\{0,\ 0'\},\ T_0<t\leqslant T_0+T|y(T_0)=0)$$

$$=e^{-q_0(1-P'_{00})T}=e^{-q_0P_{01}T} \tag{3.4.36}$$

那么，〔T_0, T_0+T〕时间内至少发生一次$M>M_1$的地震概率为

$$P_T=1-e^{-q_0P_{01}T} \tag{3.4.37}$$

式3.4.37就是我们估计今后T年内发生大地震($M>M_1$)的概率公式。

本方法中地震资料的选取对结果关系较大，因此需慎重选取资料。

3.5 地震活动的重复、迁移和填空

3.5.1 地震活动的重复性

强震的重复是一个十分复杂的问题，从分析我国大陆地震历史记载的400余次6级以上的强震发生地点和发展过程来看，强震的重复是有条件的，总的说来有如下三种情况（中国地震区划，1977）：

(1) 强震往往集中发生在一定的活动构造带内，我们称为地震带内强震的重复。例如，我国台湾东西两个地震亚区，自1900年以来发生了200多次6级以上强震，可见其

重复率是很高的。华北地震区的汾渭活动断陷盆地带，有史以来发生了6级以上地震26次，而断陷盆地带以外则至今尚无六级以上地震发生。康定-炉霍地区有地震记录以来，发生了16次6级以上地震，均集中在鲜水河断裂带上。由此可见，强震在活动性构造带内重复发震的现象是普遍的，它是进行地震带划分，分析地震活动性和比较其危险程度的重要依据之一。

(2) 强震在同一构造部位内的重复。强震在地震带内有时集中发生在某些地段，这种地段往往是地质构造的特殊部位，如活动性深大断裂的交汇、拐弯部位，某些断裂的强烈活动段，隆起或拗陷的交汇部位，新盆地或盆地内的特殊地段。此外，有些地段的构造背景暂不清楚，但亦有强震密集发生。强震在这些特殊构造部位重复发生的特点称为构造部位或地段的重复。

如果将震群记作一次地震，强震后等于和大于6级的余震均不作统计时，我国大陆地区截止1973年6月共记录$M \geq 6$级的强震344次(其中6—6.9级地震270次，7—7.9级的地震58次，8—$8\frac{1}{2}$级的地震16次)，它们分别发生在283个不同构造部位上，各级地震在同一构造部位的重复比例见表3.5.1。此外，有21个构造部位是在发生了6—6.9级地震后，又发生了7—$8\frac{1}{2}$级地震；在14个构造部位上，是先发生7—$8\frac{1}{2}$级地震，然后发生6—6.9级地震。

表3.5.1 我国大陆地区同一构造部位强震重复比例统计表(据中国地震区划，1977)

项目 \ 震级范围	6—6.9	7—7.9	8—$8\frac{1}{2}$	合计
地震总数	270	58	16	344
重复地震数	83	19	2	
百分比(%)	30.7	32.8	12.5	
发生过强震的构造部位数	220	48	15	283
重复过强震的构造部位数	33	9	1	
百分比(%)	15	18.8	6.7	

由表可知，我国大陆地区这种强震在同一构造部位或地段的重复比例是比较低的，一般都在30%以下，且多数发生在不同活动期。由此可见，强震主要发生在过去没有记录到或本活动期内还没有发生过强震的特殊构造部位上。

(3) 强震的原地重复。当地震重复发生后极震区出现连接，部分或全部重叠时即为两次地震的原地重复。分析我国大陆地区有史以来6级以上地震的重复现象（如表3.5.2)，强震原地重复比例更低，8级地震还未见过原地重复的实例。7级地震原地重复者甚少，仅广东南澳、青海托索湖等地出现过，四川炉霍1923年与1973年两次7级地震也可能是原地重复。对于6级地震，东部地区在河北蔚县、滦县两地曾出现过，西安附近1487年和1568年两次地震也可能是原地重复，其余地区未见发生。在我国，西部地区比东部地区的原地重复率稍高，但其比例也仅占五分之一左右。从重复时间来看，多数发生于不同

活动期中。

表 3.5.2　我国大陆地区强震原地震复比例统计表(据中国地震区划，1977)

震级范围		6—6.9	7—7.9	$8—8\frac{1}{2}$
地震总数		270	58	16
原地重复	东部	6	6	0
	西部	34		
百分比(%)		14.8	10.3	0

总之，在同一活动期内，同一构造部位的重复可能性较小，原地重复的比例则更小，重复比例较高的地区主要是西部地震活动期较短、地震频度较高的地震区、带。这说明，强震再发生的累积时间或复发周期不仅很长，而且因地、因时而异。特别是原地累积时间，因为大震能量积累需要一个过程，这个过程不仅受震级大小控制，而且受一个地区构造环境和构造活动的时期所制约。因此，在一定时期内，强震往往发生在活动构造带内没有发生过强震的地方。

3.5.2　地震活动的迁移性

在一个地震带内强震的发生由一处转移到另一处，称之为地震带内的地震迁移。在不同地震带之间强震活动由一个地区转移到另一个地区，我们把它称为强震活动区的转移。这些现象统称为强震活动的迁移性（中国地震区划，1977）。

从长远看，强震活动的重复性是存在的，但在一定的历史时期内强震活动的迁移性尤其值得注意。如前所述，绝大多数 7 级以上的强震自有史记载以来没有发生过原地重复，这说明几乎所有 $7—8\frac{1}{2}$级的强震都具有距离不等的迁移特性。但强震的迁移是一种很复杂的运动过程，迁移既有地点（区）上的含义，又有时间上的含义。就地点（区）而言，它可以是不同地震区之间的地震迁移、同一地震区不同亚区或地震带之间的地震迁移，也可以是同一地震带内部的地震迁移。对时间来说，它可以是不同活动期内的地震迁移，也可以是同一活动期内的地震迁移。所以，如果在研究地震迁移时，把时间和地点（区）均考虑起来进行划分时，就会出现多种多样、错综复杂的组合现象。

地震迁移的形式，大致有以下三种（中国地震区划，1977）：

(1) 单向迁移：地震沿着一定的方向、路线连续发生。

(2) 往返迁移：地震沿一定方向迁移后，又返回原来地震发生的地区或地段。实际上，它是单向迁移的变种。

(3) 双向迁移：地震在一个地点发生后，以后的地震可以分别沿着两个不同方向迁移。

3.5.3　强震活动的填空性

强震的填空性是指大地震发生前的一般时期内，在周围地区发生一系列震级相对较小的地震，围绕形成一个地震相对平静的地区——“空区”，未来大震则发生在空区内的某一

部位的现象。

我国有历史记载的 3 次 $8\frac{1}{2}$级地震（即 1668 年山东临沂-郯城地震、1920 年宁夏海原地震和 1950 年西藏察隅地震）均具有这种特点。以 1668 年山东临沂-郯城 $8\frac{1}{2}$级地震为例。这次地震前，自 1484 年始，华北地震区及相邻地区内的地震活动就逐渐增强，如怀来-西安、三河-滦县、邢台-河间、忻州-铜陵和麻城-常德等地震带及南黄海的地震活动均处于显著活动状态，唯其间的郯城-营口地震带处于相对平静状态。对比之下，形成空区，1668 年即在空区内发生了 $8\frac{1}{2}$级大震。

分析我国历史上具有填空特征的近 40 次地震资料，用最小二乘法得到下列发生地震震级与空区长度、面积的经验关系式（中国地震区划，1977）：

$$M=1.79\lg A-0.57;$$

$$M=3.16\lg L-0.31。$$

式中，M 为填空地震的震级；A 为空区面积，单位为平方公里；L 为空区长度，单位为公里。

从式中可以看出，震级与空区的面积或空区的长度的对数成正比，空区的面积愈大或空区的长度愈长，未来发生地震的震级就愈大。

在选取空区时，我们应考虑下列几个方面的因素：（1）空区一般应在同一个地震区内，有些情况下参与围空的地震也可考虑相邻地区的地震；（2）空区应是具有发震地质构造条件的地区，应排除那些不可能发生强震或地震活动水平很低的相对稳定地区，这对工程地震尤为重要；（3）空区应是在同一个活动期内近期地震活动增强的背景上相对呈现的空白区，空区内并非完全没有地震发生；（4）在圈定空区范围时取大致规则的形状。

强震填空性的研究与迁移现象的研究一样，是试图寻找在什么样的"新区"发生强震，为估计未来强震发生的地点提供参考。从统计资料还可以看到，我国 $7\frac{3}{4}$级以上大地震的震前围空区形成的时间可长达几十年。

3.6 震源机制和地震构造应力场

3.6.1 震源机制

地震，作为现代构造运动的一种形式，是在一定的构造力学条件下形成和发展的。地震所引起的形变场、应力场及运动场直接或间接地反映出现代构造运动的动力学特征。地震力学研究广泛地涉及到地震应力和应变及地震断裂的类型。在全球构造研究中，地震学和地震力学的研究对确定板块构造的边界、板块运动的机制和运动方向、板块运动速率、板内和板缘构造地震应力水平及其驱动机制等方面起着重要的作用。此外，板缘地震的重复率和大地震的预测、地震的频率特性及其在工程强震地面运动预测等方面的研究也依赖于地震力学的发展。在我国，有关大陆构造应力场、大陆断块运动场、大陆壳内地震构造力水平及现代破裂带的滑动等方面，也广泛地借助于地震学和地震力学的分析。震源机制是地震力学研究的基础。一般所说的震源机制是指震源能量释放过程中的震源力学机制或运动机制。用某一震源模型来描述和求解这一过程并由一些参数表达震源这一过程的特征，就是通常所说的震源机制解。以地震成因的弹性回跳理论或断层说为基础的震源机制

研究所提出的震源模型主要有点源模型（包括单力偶和双力偶震源）和非点源模型（包括有限移动源和位错源）两种。当然每种模型因其作用力和运动方式和破裂传播方式不同还可分为更详细的震源模型。其中，在以P波初动符号为基础的震源机制解中，点源模型最简单和应用最为广泛。震源机制和地震发生的原因有关，因它是地震本身的直接表现，因此通过震源机制研究，对了解地震直接成因和地震发生过程、震源应力场作用形式和区域应力场特征以及其他地震震兆现象的内在联系等信息具有重要的意义。其中地震的直接成因和地震发生过程、震源应力作用方式和区域应力场及其作用下震源破裂特征和能量传播基本特点及块体运动等也是工程地震研究最感兴趣的问题。

3.6.2 地震应力场分析

利用震源周围地震台站地震直达P波记录初动方向特征解震源机制是最为简单且应用最为广泛的一种方法，为观测结果所证实的其基本假定并如图3.6.1所示。

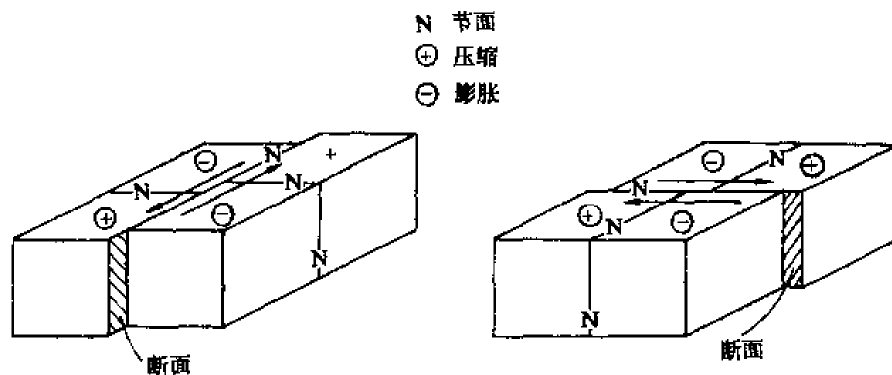


图3.6.1 断层运动和震源机制解示意图

1. 关于P波初动解的方法

地震发生时，震源运动过程的一个重要结果是辐射地震波，所以，地震波也成为传递震源信息可靠而有力的工具。地震纵波（P波）到达时第一个振幅的方向（初动方向、或称初动符号）在地面上分布呈现一种特殊的图象，这种图象反映了震源的运动过程。所谓P波初动解就是根据初动分布来求震源运动过程的参数。

P波初动符号在地面上分布所呈现的特殊图象与震源运动过程中断裂的几何产状及力的作用形式有直接关系。震源运动过程可以用一个模式来表示。最简单的为单力偶模式(图3.6.2a)。以 XOY 面内沿 X 轴作用大小相等方向相反的一对力来模拟震运动，XOZ 而就相当于断层面。根据理论计算，在 XOZ 面和 YOZ 面相互正交所分成的四个象限区域内，属于力的正方向的两个区域将辐射初始振动为压缩（+号）的纵波，属于力的反方向的两个区域，将辐射初始振幅为膨胀（−号）的纵波。显然，XOZ 而和 YOZ 面成了纵波的两个节而。它们扩展与地面相交，就造成地面上纵波初动符号分布上正负相间的四块地区和分隔这些地区的两条相交的节线。在地面上的观测台站垂直向地震仪将接受到与压缩纵波相应的一个向上的运动（+号）或者与膨胀纵波相应的一个向下的运动（−号），视地震波离源时所在象限区域而定。

单力偶源所产生的 P 波幅射图象与多数地震在地面 P 波初动符号分布是一致的。但是，能够解释 P 波初动符号分布的还有一种双力偶模式(图 3.6.2b)，在 XOY 面内，沿 X 轴和沿 Y 轴同时有大小相等方向相反的两对力作用，可以证明它们完全等效于图 3.6.2c 中的主压力 P 和主张力 T。显然，主压力 P 和主张力 T 各与 X 轴和 Y 轴夹角 45°。断层面可以是 XOZ 面，也可以是 YOZ 面。理论无法区别震源运动情况究竟符合哪种模式，这在 50 年代末至 60 年代中曾成为国际上关于震源模式的一个争论问题。根据地震横波和面波波动图象观测分析，多数地震与双力偶源比较符合。

上面两种模式，P 波初动分布对于两个节面都是对称的，所以，P 波初动解无法确定那个节面为断层面，只好认为两个节面都是可能的断层面。对于单力偶源，即求两个可能的断层面和两个可能力轴 X 和 Y 的空间位置；双力偶源则求两个可能的断层面，两个力轴 X 和 Y，以及主压力轴 P 和主张力轴 T 的空间位置。

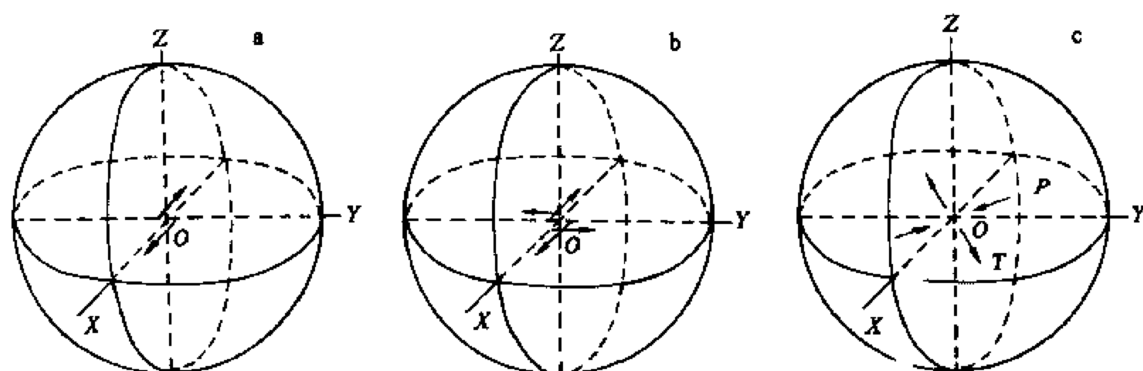


图 3.6.2　震源模式及主应力方向

a. 单力偶源；b. 双力偶源；c. 主应力方向；P. 主压应力；T. 主张应力。

2. 震源球面和乌尔夫网

理论上直达纵波沿射线不改变初动符号，然而，由于纵波速度随深度增加引起射线弯曲，有可能使射线离源时所在的象限区域与射线出射地面时所对应的象限区域完全不同，如图 3.6.3 所示。为了消除射线弯曲所造成的这种影响，必须将台站位置 S 移到地震射线在震源处的切线和一个以震源为球心的球面的交点 S' 上去，这个球面称为震源球面，它的半径可取得任意蝎〉使球内介质可视为均匀，射线弯曲可以意略。地震波射线在震源的切线方向与铅直线的夹角称为离源角，以 i_n 表示，我们规定它都取锐角，即直达P波取射线向上发射方向与朝上铅直线的夹角；P 波取射线向下发射方向与朝下铅直线的夹角。

这样，观测台站在震源球面上的相应位置就由台站相对于震中的方位角和射线离源角唯一确定了。此外，在震源的两个相互正交的节平面就将震源球等分为四个象限区域，在球面上就成为相互正交的两个大圆圈所等分的四块面积了。

为了求解方便，须将震源球面上的点投影到平面上去，我们采用赤极投影，其原理如图 3.6.4 所示。它是震源球面在台站 S 方位上的剖面图。O 为震源；BB' 为投影平面，A 为投射点。S_1'为台站 S 在震源球面上的位置，则 S_1''为其投影。投影时一律采用 BB' 平面以上的半球投影，对于射线向下发射的台站，其在震源球面上的位置出现在下半球上，

由于节面所分成的四个象限区域中相对的两个区域辐射的 P 波初动符号相同，所以可以采用它的对 点投影。如图 3.6.5，S_2'为射线向下发射的台站所相当的位置，S_2''为其对点，则 S_2''为其投影。很容易看出，台站的方位线都投影成为自中心向外的辐射线。至于震源球面上两条正交的大圆圈，其投影之后，成为正交的大圆弧，如图 3.6.5 所示。

这种投影方法有制作现成的乌尔夫网可供使用。我们取图网中心为震源的投影，并规定网边某一点为正北，那么台站的方位角可由正北顺时针方向在网边的度数上求得。在台站的方位线上，根据射线为向上发射或向下发射，自网心向台站方向或背台站方向找到与离源角度数对应的点，就得到了台站位置的投影S_1''或S_2''。

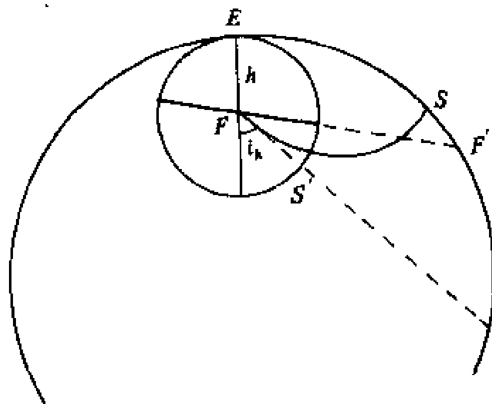


图 3.6.3 断层面与震源球

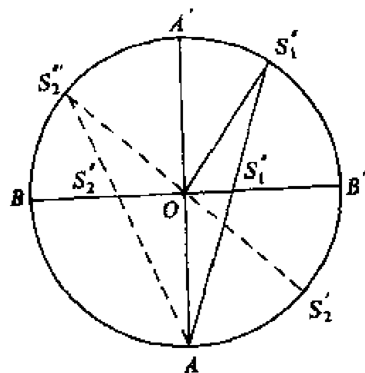


图 3.6.4 震源球面的投影

3. 震源运动的参数

在乌尔夫网上找到每个台站的位置，在每个位置上标上各自的初动符号，再划两条大圆弧分隔它们为正负相间的区域。这两条大圆弧就是 P 波的两条节线。因为节线是相互正交的，所以此二大圆猾¯ 必须正交，正交的标志是一大圆弧的极点必落在另一大圆弧上(大圆弧的极点为大圆弧中垂线上与垂足相距 90 ° 的点)。如此得出的结果，如图 3.6.6 所示。

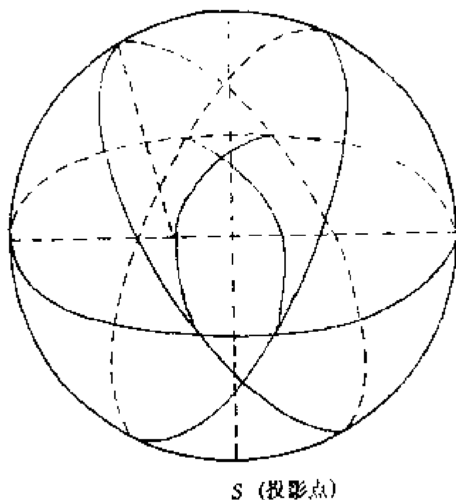


图 3.6.5 震源球面上两个正交大圆的投影

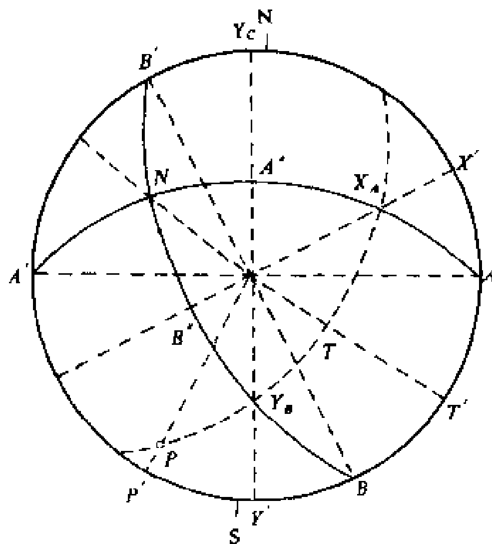


图 3.6.6 图解震源运动参数示意

对比图 3.6.2b，可以清楚地看到，AA' 平面相当于 XOZ 平面，BB' 平面相当于 YOZ 平面。X_A 为 OX 轴出地点，与沿 OX 轴方向作用力出地点一致。Y_B 为 OY 轴出地点，与沿 OY 轴方向作用力出地点一致。如果我们沿着 X_A 与 Y_B 所在大圆弧线上找出与 X_A 和 Y_B 相差弧距为 45° 的点 T 和 P，对比图 3.6.2c 可知，T 相当于 XOY 平面内主张力轴出地点，P 相当于主压力轴出地点。AA' 与 BB' 的交点 N，相当于 OZ 轴。

现将所有参数列出如下（参阅图 3.6.6）：

	走向	倾向	倾角
节平面 A	NA	NY'	$Y_C A''$
节平面 B	NB	NX'	$X_C B''$
			仰角
X_A 轴	NX'		$X'X_A$
X_B 轴	NY'		$Y'Y_B$
N 轴	Nn'		$n'N$
P 轴	NP'		$P'P$
T 轴	NT'		TT'

3.6.3 震源物理参数

震源物理参数是指用来描述地震时破裂沿断层的扩展运动的几个物理参数。

1. 地震矩 M_0

理想化的震源模式是，在地下深处 h 处开始破裂，破裂以传播速度 V 扩展并穿过断面，最后发展成为平均长度 L、宽度 W、平均错距 $\overline{D}$ 的破裂区而停止。假定介质刚度系数为 μ，则定义地震矩 M_0 为

$$M_0 = \mu LW\overline{D}$$

地震矩实际上反映了地震的大小，由于真实断层面并非简单平面，错距在断层面上亦非均匀，因此，对平面而言，

$$M_0 = \mu\int_s D(x,\ y)\mathrm{d}s = \mu\overline{D}S$$

对于曲面或无共面的复震，地震矩矢量的各分量为

$$M_{ij} = \mu\int_s \left[D_i(\bar{r})n_j + D_j(\bar{r})n_j\right] \mathrm{d}s$$

式中，i，j 表示断层面上沿 x 和 y 方向上的单元序号。

目前测定地震距方法主要有宏观法、波谱法、尾波法及经验公式法等。

2. 震源尺度 a 或 L

对于单侧或双侧传播的破裂模式，震源尺度用破裂长度 L 表示，对于圆盘破裂模式则以破裂半径 a 表示。

求取震源尺度方法主要有体波功率谱法，体波或面波频谱分析法，时间域初动半周期法和经验公式法。

3. 应力降 $\Delta\sigma$

地震瞬间位错面上应力变化值为应力降，亦即初始应力减去终止应力。100%的应力

降，是指终止应力等于位错面上的摩擦应力，而在一般情况下，应力并不降到摩擦应力，而只降一部分，因而有分数应力降概念。应力降不能直接由地震记录图得到，而是间接导出，因此，不同破裂模式将有不同关系式。凯利斯-博罗克、诺波夫、安艺、奥尼尔、陈培善等都给出过计算应力降的公式。

4. 错距$\overline{D}$

错距是指位错面两边介质的位错幅度，平均错距一般用$\overline{D}$表示，除了地震现场在某些情况下能通过地震断层直接确定而外，大部分由震源其他物理参数确定。凯利斯-博罗克、诺波夫、安艺等据不同震源模式提出过相应的计算公式。

3.6.4 震源参数在构造应力和应力场方面实际应用

1. 地震应力应变水平估计

在地震学研究中，地震断裂时在断层面上力和力的变化一般可用图 3.6.7 来示意，主要应力分量如下（Kasahara，1981）：

$\overline{\sigma}$：平均应力，$\overline{\sigma}=\frac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_2)$，相当于平均切应力；

σ_1：地震断裂前的初始应力；

σ_2：地震断裂后的最终应力；

σ_f：地震断裂时动摩擦应力；

σ_{fr}：静摩擦应力；

σ_{frs}：产生地震的初始应力坛量。$\sigma_{frs}=\sigma_{fr}-\sigma$

σ_{eff}：有效应力，$\sigma_{eff}=\sigma_{fr}-\sigma_f$；

$\Delta\sigma$：应力降，$\Delta\sigma=\sigma_1-\sigma_2$。

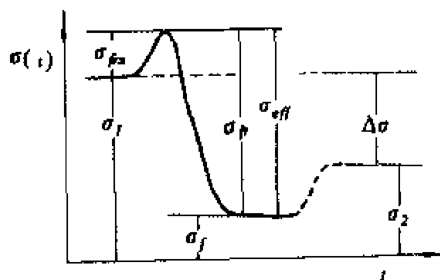


图 3.6.7 断层面力释放示意图

如果将 σ_f 考虑为平均摩擦应力，则 $\Delta\sigma$ 的表达式可以写成：

$$\Delta\sigma=2\left[(\sigma_1-\sigma_f)/(1-\eta)\right] \tag{3.6.1}$$

式中，η 为地震效率，其定义为

$$\eta=E_S/\Delta W \tag{3.6.2}$$

式中，E_S 为辐射的地震波能；ΔW 为震源应变能。因为地震波能是功 ΔW 和震源摩察能消耗 $\sigma_f u_0 A_0$ 之差，所以

$$E_S=\Delta W-\sigma_f u_0 A_0 \tag{3.6.3}$$

式中，u_0 是断层面上平均位移；A_0 是断层面积。

视应力定义为

$$\sigma_a=E_S/u_0A_0=(\Delta W-\sigma_f u_0 A_0)/u_0 A_0 \tag{3.6.4}$$

因为 $\Delta W=\overline{\sigma}u_0A_0$ 和 $E_S=\eta\Delta W$，所以，

$$\eta=\sigma_a/\overline{\sigma}=(\overline{\sigma}-\sigma_f)/\overline{\sigma} \tag{3.6.5}$$

或

$$\sigma_a=\overline{\sigma}-\sigma_f$$

据地震矩定义，所以，视应力可以写成

$$\sigma_a = E_S / \overline{D} u_0 S_0 = \mu E_S / M_0 \tag{3.6.6}$$

由式 3.6.5 和 3.6.7，

$$\eta \bar{\sigma} = \mu E_s / M_0 \tag{3.6.7}$$

地震应变 ε 定义为：

$$E_0 / M_0 = \bar{\sigma} / \mu \tag{3.6.8}$$

类似于视应力定义，将下式定义为视应变 $\eta\bar{\varepsilon}$：

$$\eta\varepsilon = \frac{\varepsilon\bar{\sigma}}{\mu} = E_S / M_0 \tag{3.6.9}$$

由上述应力应变的基本定义可见，只要我们根据地震观测获得基本地震力学参数就可估算出构造地震应力应变水平。我们曾经详细介绍过如何用小震、中强地震等资料，计算地震应力的步骤和资料处理方法（蒋溥等，1982）。据计算结果，由华北地区 32 个主要台站 430 个小震所得平均视应力为 18.92×10^5Pa，最大偏差为 5.29×10^5Pa。视应变约为 5.87×10^{-5}，最大偏差为 1.69×10^{-5}。所以，华北地区大陆地壳构造应力平均值为 $18.92\pm5.29\times10^5$Pa，平均视应变为（5.87 ± 1.69）$\times10^{-5}$。由全国约 56 个中强地震所得结果为：平均视应力为 17.91×10^5Pa，平均视应变为 5.42×10^{-5}。如果取地震效率 η 为 0.11～0.036 之间，则我国大陆地震构造应力水平约为 100—600 $\times10^5$Pa，地震应变为（40—200）$\times10^{-5}$。

2. 构造带地震滑动速率

假定剪切破裂带为一相对运动产生的平面剪切带，滑动量主要由周期性地震的发生来代表，则根据每个地震带的地震活动，可求出其滑动总量（Brune，1968）：

$$\sum \langle\langle U \rangle\rangle = \frac{1}{\mu A_0} \sum M_0 \tag{3.6.10}$$

式中，《U》为剪切带每次地震位移量；A_0 为剪切带总面积；μ 为剪切带物质的剪切模量；M_0 为每次地震的地震矩。在某个期间内地震滑动总量$\sum$《U》对时间 T 之比定义为滑动速率：

$$\Delta U = \sum \langle\langle U \rangle\rangle / T \tag{3.6.11}$$

剪切带位移量《U》对剪切带总长度 L 之比定义为剪切带滑动梯度：

$$\Delta d = \langle\langle U \rangle\rangle / L \tag{3.6.12}$$

在上述公式中，时间单位为年，剪切带总长度 L 的单位为公里。计算时，剪切带长度取地震带的延伸长度，深度以该带内优势的震源深度为准，μ 值取值为 3.3×10^{10}Pa。在计算每个地震带的滑动总量时，除在个别情况下因个别地震的出现而使时间 T 的取值影响该带的 ΔU 并予以舍去外，原则上以地震带的地震记载时间为基础来考虑总时间 T。先由 M_0 算出每个地震的《U》，并相应地作出地震滑动量分布图，然后再由《U》和 T 计算每带 ΔU 和剪切带地震滑动梯度分布图（蒋溥等，1982）。

3. 构造地震应力作用特点

地震应力作用特点包括应力方位和作用力性质。在一般概念中，由 P 波初动或其他

方法所解出每个地震的三个力轴（压应力轴 P，张应力轴 T 和中间应力轴 N）大致对应着岩石受力失效时的三个主压力轴，即最大主应力（P 轴）、最小主应力（T 轴）和中间应力（N 轴），三个应力轴特点相应地代表着震源区初始受力状态（图 3.6.8）。虽然，在实际情况下，震源区应力状态和由震源机制所得结果之间并不完全一致，并有进一步修正的必要以对应实际状态。但是，任何修正一般不会改变整个趋势。

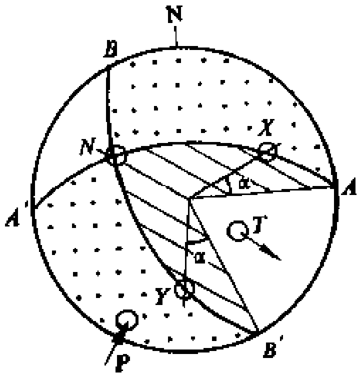


图 3.6.8　震源受力状态示意图

如果将由震源机制解出的主压应力轴和主张应力轴在吴尔夫网上的出地点分别投影于图上，就能直观地反映出地震应力的方位特点和作用特点。

为了讨论地震应力性质，我们根据地震主应力轴出地点仰角 α（实际反映了力对地块的作用）大小分为五种类型力（表 3.6.1）。为了简化，采用三分法分类，即水平力（$\alpha<25°$）、斜向力($25°<\alpha<65°$)和垂直力($\alpha>65°$)三种类型力。图 3.6.9 为中国地震主应力投影和主应力类型相对比例图。从图中可见，中国地震应力以水平力为主，次为斜向力。水平力所占总数的比例超过其他两种类型的比例之和，其中压应力尤为突出。

表 3.6.1　地震作用力类型

力类型		应力轴仰角 α
水平力	水平力	$\alpha<10°$
	近水平力	$10°<\alpha<25°$
斜向力		$25°<\alpha<65°$
垂直力	近垂直力	$65°<\alpha<85°$
	垂直力	$\alpha>35°$

4. 区域应力场研究

震源机制解在地震地质和工程地震中应用最广莫过于区域构造应力场。每个震源应力作用方位代表一定构造力方位，因此，一个地区震源应力作用方位就直观地表示一个地区的构造应力场特点。图 3.6.10 所勾画出的构造应力场地震断裂状态图基本反映这一成果的广泛应用。

5. 地震形变张量分析

如前所述，我们是通过讨论地震断错来研究地震时块体的相对运动的。由其导出的应力场只给出了主应力轴的空间方位，而不可再进一步讨论一个地区受力状态，诸如人们关心的区域应力场是以拉张为主，还是以挤压为主。而变形张量分析，则可以补充回答这一问题，包括地震形变大小和方向的形变矢量问题。

科斯特罗夫（1979）提出，对于一次地震，其矩张量定义为

$$M_{0ij}=M_0(b_in_j+b_jn_i) \tag{3.6.13}$$

式中，M_0 为某次地震事件的地震矩：

$$M_0 = \mu u A \tag{3.6.14}$$

式中，μ 为弹性常数；u 为地震时断层的平均位错；A 为断层面积；b 是断层滑移方向上的单位矢量；n 是垂直于断层滑移方向的单位矢量。M_{0ij} 的主轴为震源机制解中的 P、T、N 轴。

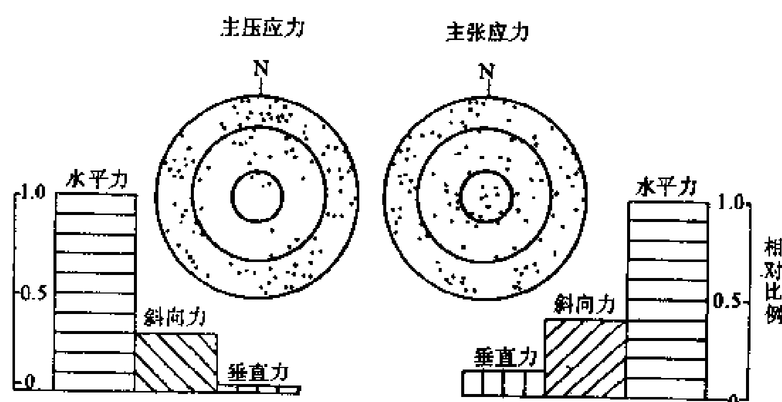


图 3.6.9 中国地震主应力投影和主应力类型相对比例图

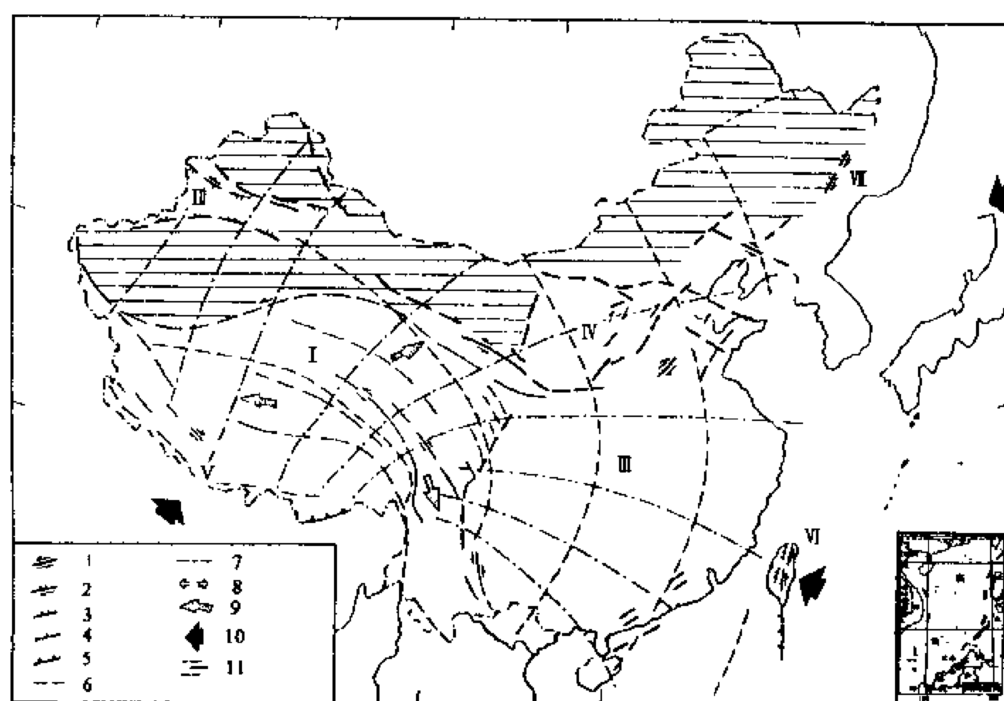


图 3.6.10 中国地震应力场和地震断裂状态图

1. 走滑型断错；2. 逆斜型断错；3. 逆断错；4. 正断错；5. 板块边界断裂；
6. 主压应力轴迹线；7. 主张应力轴迹线；8. 局部水平拉张应力轴向；
9. 地幔物质扩展方向；10. 板块运动矢量和速率；11. 相对完整地块

某一区域体积内释放 M_{0ij} 所引起的体积变化 ΔV_{ji} 为

$$\Delta V_{ij}=\frac{M_{0ij}}{2\mu}\quad ,\tag{3.6.15}$$

写成矩阵形式为

$$\Delta V_{ij}=\frac{1}{2\mu}\begin{bmatrix} M_{011} & M_{012} & M_{013} \\ M_{021} & M_{022} & M_{023} \\ M_{031} & M_{032} & M_{033} \end{bmatrix} ,\tag{3.6.16}$$

对角化后得到主轴张量

$$\Delta V_{ij}=\frac{1}{2\mu}\begin{bmatrix} M_{011} & 0 & 0 \\ 0 & M_{022} & 0 \\ 0 & 0 & M_{033} \end{bmatrix} 。\tag{3.6.17}$$

因此，通过地震矩张量分析可以知道该地震事件发生时主轴方向上的体积变化，从而也就可以相对定量地讨论地震时的震源形变特征，即三个主轴方向上体积变化的特点和大小。

图 3.6.11 为鄂尔多斯周缘形变张量分析结果，根据地震活动和地震的地理分

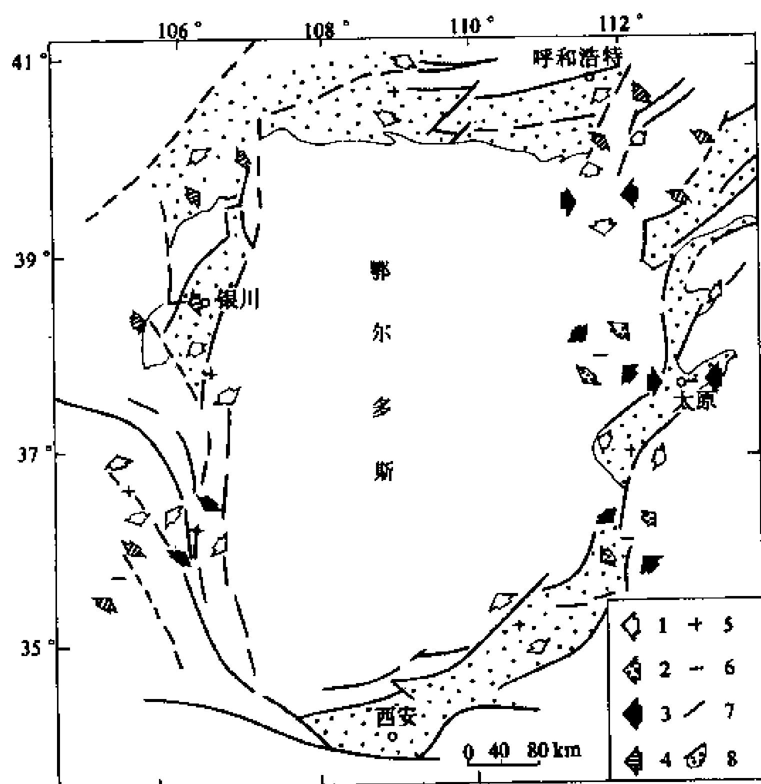


图 3.6.11 鄂尔多斯周缘形变主轴相对矢量图

1.最大张应变轴；2.第二张应变轴；3.最大压应变轴；4.第二压应变轴；5.正断错；6.逆断错；7.主要断裂；8.盆地

布，将本区震源机制解资料划为西海固、银川盆地、磴口、呼包盆地、和林格尔、大同盆

地、太原盆地、渭河盆地8个区，再把每个地区的地震错断分为正断错和逆断错两组，将同一地区同类断错的地震矩相加，求其矩张量和，作为该地区平均地震矩张量。对三个轴向的形变张量，以每组量大变形为1进行归一化，作出鄂尔多斯周缘形变主轴相对矢量图(图3.6.11)。由图可见，块体周缘，无论正断错还是逆断错，地震形变中的水平拉张变形都优于水平压缩变形，其中呼包盆地、银川盆地和渭河盆地更为突出。即使在西南边缘以逆断错出现的形变中，水平拉张变形也占了近20%。

沿块体周缘，水平拉张变形主轴方向和现代断陷盆地延伸方向近于直交。例如，呼包盆地的水平拉张主轴近于南北向，渭河盆地中主要为北西—近南北向，太原盆地南北两端拉张变形和盆地方向也分别近于正交。从全区来看，在块体周缘，最大地震拉张形变主轴呈现出以块体为中心的放射状图景，水平拉张方向和盆地现今活动状态相吻合。

水平压缩变形主要在两个地区占优势。一是西南边缘，逆断错显示了20—30°方向的水平压缩变形；二是东北缘，水平压缩变形大致方位为近东西向，且其主轴方向自北而南变化的总趋势有逐步由北北东向北东东向偏转的趋势，这与前面提到的区域地震构造应力场特征是一致的。

综合上述，鄂尔多斯周缘现代地震形变场显示了以水平拉张为主导的基本特征，这种震源深度上的形变与地壳表层鄂尔多斯周缘断陷盆地受一系列高角度正断层控制的变形情况是相应的。从现代构造应力场角度来考虑，鄂尔多斯东北角和西南缘的北东向水平压缩形变也与该地区以北东向压应力作用为主相一致。

第4章　地震区、带和潜在震源研究

4.1　地震区、带和潜在震源概念

4.1.1　地震区、带

从地震地质学角度，地震区、带是区域地震学研究范畴。而从工程地震学观点，围绕工程地震危险性评价，对一定的研究区内地震相对集中的区和带进行归属划分，为潜在震源区研究和有关地震活动性参数确定提供范围基础，这个范围即为地震区或带。工程地震所划分和研究的地震区、带在一些情况下，可以和区域地震地质学上地震区、带相一致。亦可不一致，但一般工程地震学上地震区、带划分应满足如下几个基本条件：

(1) 所划分地震区、带应是同一地震构造区域，或具有相同的地震地质构造特点区域；

(2) 在地震区带内、地震分布密集成区或成带，地震成因机制、地震时空活动特点相近或具有成因上联系；

(3) 地震活动在时间序列上应具有明显的周期特征和每个地震活动期内地震能量释放的阶段特征；

(4) 地震区、带内有足够可信的和相对平衡的地震样品，足以进行该区带内地震时空特点和地震趋势性分析，及有关震级-频度、上限震级、地震年平均发生率等地震活动性参数的确定。

4.1.2　地震危险区和潜在震源

1. 地震危险区

地震危险区表示了未来某个时间内有可能发生破坏性地震的区域。按我国地震烈度区划图(1977)的规定，是指未来100年内有可能发生破坏性地震的区域。它是对未来百年内可能发生地震的地点和强度预测。地震危险区的确定是在应用多种资料和对各种方法预测结果的综合分析基础上进行的，一般以地震区、带为单元，用运动和发展的观点分析和研究区、带内地震活动的全过程，预测其今后某个时间内的地震活动趋势。根据新生代至现代构造应力场、新构造活动特征及活动性构造带与地震活动的关系、表层与深部构造的关系、深部构造特点及其与地震活动的关系等地震孕育和发生的地质环境特点，研究各类强度地震发生的构造条件及地震危险区的标志，作为预测和勾画危险区的依据。

2. 潜在震源或潜在震源区

潜在震源术语来自地震危险性分析，其英文名为“Potential Source”，意指潜在的、可能发生地震的区域。潜在震源区不同于地震危险区，所谓可能发生地震的地区包括了过去发生过地震和今后可能发生地震的区域。因此，在时间上一般没有明确的限定，其范围

可能远远大于地震危险区，或至少等于地震危险区。潜在震源区是个具统计意义的计算单元，而不是地震预报的区域。当然，随着地震危险性分析的发展和潜在震源的深入研究，特别是地震地质研究，潜在震源的原始概念也许在向地震危险区靠近。但两者的出发点和要求在目前是极不相同的。

3. 背景地震或本底地震

背景地震或本底地震的概念也来自地震危险性分析。主要是从两个方面来考虑：其一，从统计计算角度出发，在一个研究范围内所圈定的潜在震源以外，尚存在一定数量的、对分析计算有影响的、但一时难以确定其发生范围的地震，因此，为使统计分析保持完整，这些地震应予考虑；其二，从工程安全角度出发，需要考虑在场地附近有可能发生对工程有影响、但地震所发生的地质标志不甚清楚、又一时无法确定其准确位置的地震。在很多情况下，对一个地区，这样大小的地震发生地点似乎有其任意性，因此有时称其为随机地震。因此，为了统计分析完整和场地安全起见，对场地或其附近可能有影响的地震，如无固定潜在震源归属时，一般假设一个背景地震或本底地震，即有可能发生的反映已勾画出的潜在震源以外最大地震活动水平地震。因此，倘若场地本身已属某一级别的潜在震源时，除了计算上需要而外，则不需要再赋予该场地本底地震。对于不同区域，由于地震活动水平、该地区地震地质研究程度和掌握资料的详细程度等差异，背景地震大小是不相同的。

4.2 地震成因机制和地震区、带划分

4.2.1 地震主要成因类型

从引起地震的直接因素角度，地震主要类型如表 4.2.1 所列。工程地震主要关心无疑是破坏性较大的构造地震。

表 4.2.1 地震主要成因类型表

类　型	成因和特点及工程意义
构造地震	由现今构造活动引起弹性应变能释放所致。占地震总数 90%以上，以浅源、大陆地震对人类危害最大，是工程地震研究重点
火山地震	火山活动所致。主要分布于日本、印尼、意大利、南美等多火山地区、约占地震总数 7%。震级一般很小
重力地震	岩、土体突然重力下滑、塌坍(如滑坡、岩崩、洞穴坍塌、地层陷落等)所致。影响范围有限
诱发地震	人类活动引起地震，如蓄水、注水、采油、矿山开采等
爆破地震	核爆、化学爆炸等。可用以研究地震效应

除了按地震成因进行分类外，还可以按其他一些标准，对地震进行归类，这在工程地震中亦是常见，表 4.2.2 列出几种常用地震分类。

表 4.2.2 常用地震分类表

划分标准		名称	备注
震源深度(km)	<70	浅源地震	破坏性最大，工程地震研究重点
	70—300	中源地震	破坏力虽大大减小，但注意大震级对地震谱的影响
	>300	深源地震	仅在少数地区分布，无工程意义
震中距(km)	<100	地方震	距场地300—400km范围内地震是工程地震研究重点
	<1000	近震	
	>1000	远震	
震级 M	<3	弱震	精确定位可帮助判断断层活动和分析地震活动
	$3<M<4.5$	有感地震	
	$4.5<M<6.0$ $M>6.0$	中强震 强震	$M>4.5$ 可统称破坏性地震，有时进一步分为： $6.0<M<7.0$，强震 $7.0<M<8.0$，强震 $M>8.0$，巨大地震

4.2.2 地震的分布

1. 地震垂直分布

地震都发生于地壳中及地幔的上部，其中多数发生在地壳部分的数十公里范围内。据统计，有72%地震的震源发生于地表以下至33km处，深度大于33km的占28%，其中的24%分布于33—300km范围内；深度大于300km的地震仅占地震总数的4%。

(1) 浅源地震。以深度为几公里—30km者最多。所有灾害性的地震皆属浅源地震。浅源地震占地震总数的72.5%，它所释放的能量约占地震能量总数的85%。浅源地震在全球分布广泛。大洋地区、各大洋中脊、中隆均是浅震分布的地段。新生代以来的强烈活动的构造带，如大洋边缘深海沟、岛弧区、大陆上的强烈造山带、巨大规模的地堑盆地与裂谷带，以及活动的大断裂带都是浅震密集的地段。我国除东北、台湾和新疆等的局部地区外，所有的地震活动也皆属此类。

(2) 中源地震。占地震总数的23.5%。全部地震所释放的能量中约12%由中源地震所释放。中源地震主要发生于环太平洋地区，我国中源地震主要分布于东部沿海、西藏雅鲁藏布江以南地区和新疆西南部帕米尔附近等三处。深度在100—200km之间。

(3) 深源地震。其中有的还可达720km。约占地震总数的4%，为全部地震释放能量的3%左右。深源地震全部发生于环太平洋带上（仅个别除外），它们只分布于下列四个地区：

① 萨哈林岛(库页岛)、鄂霍次克海、苏联滨海省、中国鸡西-延吉间、日本海，以及日本伊豆、小笠原岛弧之西；

② 爪哇海南部、印度尼西亚苏拉威西岛东南角、伊里安岛以东和以南海中；

③ 从萨摩亚群岛、汤加岛弧西侧到克马德克群岛附近的海中；

④ 南美安第斯山脉以东，哥伦比亚的东南部、马西最西部秘旬东南部、阿根廷北

部。

不同震源深度地震，在某些地区，例如环太平洋地震带穿过中国东北-北海道-千岛海沟剖面上，显示了由海洋向大陆内部震源深度排列的规律性(图 4.2.1)。浅源地震都分布于岛弧的外缘、深海沟的内侧与大陆弧状山脉的沿海部分；中源地震几乎都分布于岛弧的里侧及海岸山脉一带；深源地震的震中则更接近于大陆或在大陆的远海部分。

我国地震主要为大陆地震，以浅源为主，在喜马拉雅和台湾地区分布有中源地震，而深源地震仅仅在东北黑龙江-吉林地区。

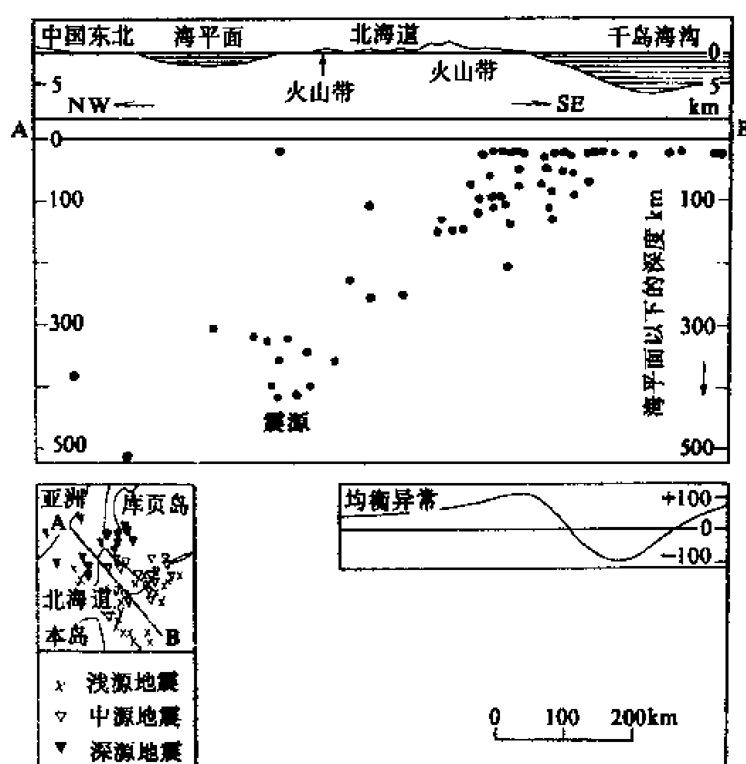


图 4.2.1 不同深度地震的关系——北纬 43°附近
中国东北—北海道—千岛海沟的剖面震源深度分布图
(据中国科学院地质研究所，1974)

2. 地震的平面分布

就全球来说，世界范围地震分布主要集中于四个地震带(4.2.2)：

(1) 环太平洋地震活动带。地震活动强烈，是地球上最主要的地震带。全世界约 80%的浅源地震、90%的中源地震和几乎所有的深源地震都集中于此，所释放的地震能量约占全部能量的 80%。但其面积仅占世界地震区总面积的一半。

(2) 地中海-喜马拉雅地震活动带。从地震活动性来看，该带仅次于环太平洋地震带，它大部分分布于大陆范围内，因此也称欧亚地震带。由于它大多分布于大陆上，所以常造成很大的灾害，除环太平洋地震带外几乎所有的中源地震和大的浅源地震都发生在此带内。释放能量占全部地震能量的 15%。

(3) 大洋海岭地震活动带。是沿大西洋、印度洋、太平洋东部及北冰洋的主要海底山

脉（海岭）而分布的。大洋海岭中的地震活动性较前两个地震带微弱得多，仅在大西洋和印度洋海岭地带尚能记录到一般的大震，特大的破坏性地震尚未发现。主要海岭地震带有：① 大西洋中脊地震带；② 北冰洋海岭地震带；③ 印度洋海岭地震带；④ 东太洋中隆地震带。

(4) 大陆裂谷系地震活动带。

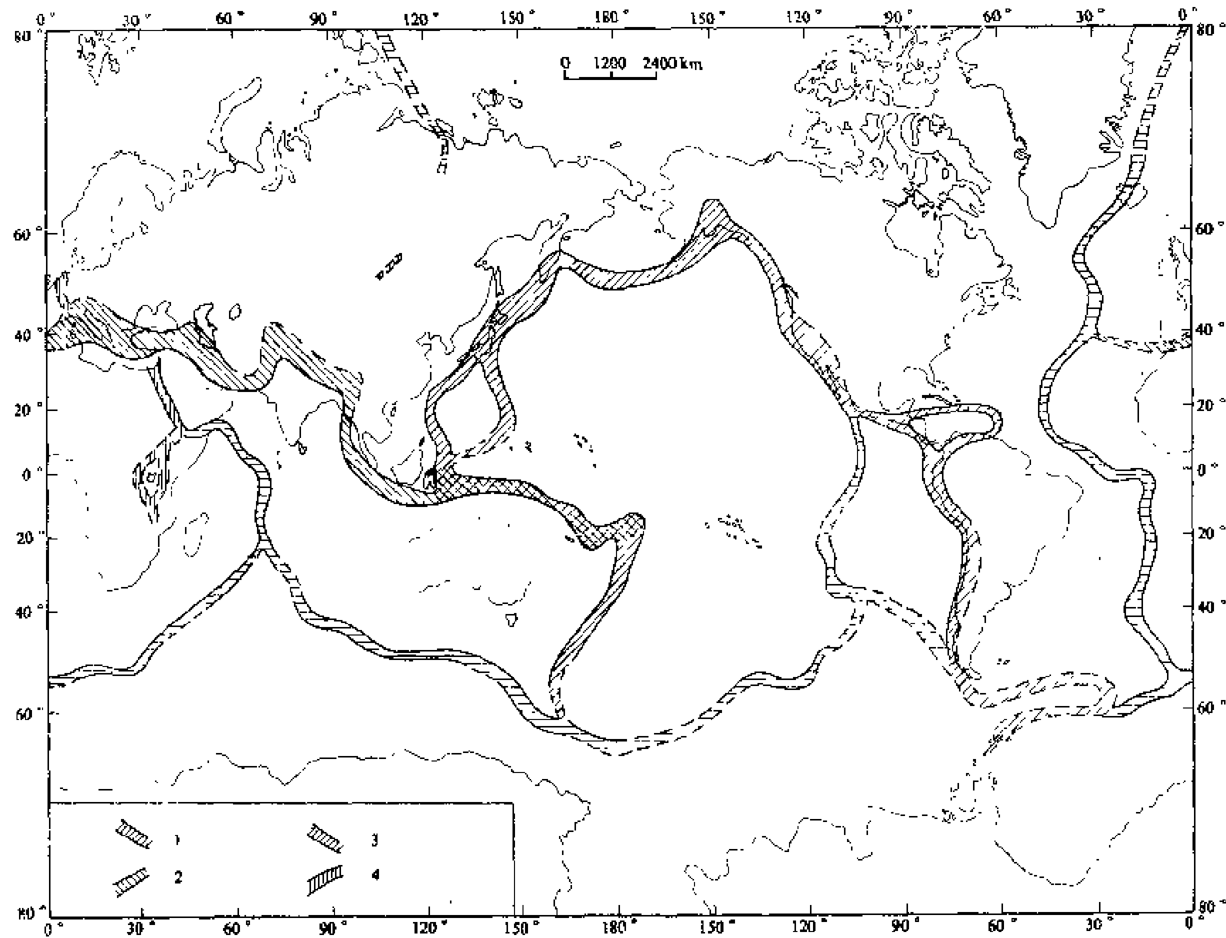


图 4.2.2　世界地震活动带分布图

1. 环太平洋地震活动带；2. 地中海—喜马拉雅地震活动带；

3. 大洋中脊地震活动带；4. 大陆裂谷系地震活动带

4.2.3　构造地震成因的全球环境和成因分类

1. 全球构造模型和构造假说

本世纪 30 年代末发展起来的板块构造理论是现代地球科学史上重大进展的里程碑，它是多学科相互结合、相互渗透和相互协作形成和发展起来的全球构造理论。板块构造观点是把地球作为一个整体来进行研究，把地质作用看作一个整体。不仅个别大陆、区域的地质历史演化与邻区演化发展密切相关，与全球演化发展相关，而且，一种类型的地质作用的发展也是与其他地质作用类型相互联系、相互制约、而不是孤立存在的。构造地震，作为现代构造运动一种形式或结果，其成因机制和成因环境必然和这一新的全球构造理论

直接相联系。新的全球构造假说的主要论点可以概括为：

(1) 地壳和地幔的最上部分，是一层比较硬的、脆性的岩石层，其下面是粘滞性和可塑性都比前者大得多的软流层。

(2) 岩石层被分割成为数不多的相对稳定的板块，沿板块间的交界，实际上集中所有构造、地震和火山活动。板块沿水平方面相对错动并表现张性断层（断裂带）、俯冲断层（深海沟、岛弧）、逆掩断层或最后形成转换断层。

(3) 在中洋脊的断裂带上，热的地幔物质、熔融的玄武岩由软流层中涌出，充填了裂缝。当玄武岩凝固时，就在当时的地磁场方向上被磁化；以后洋脊断裂带继续裂开，若此时地磁场发生反向，则裂缝就被一部分新的反向磁化玄武岩所填满。由此可以确定线性磁异常的年龄，建立现代"海底扩张"的历史。

(4) 海底沿中洋脊断裂带的扩张，是绕一定的旋转极的，这种旋转极为两相邻板块所共有，但不与地球的旋转极重合。

(5) 岩石层在海底断裂带处伸张、在海洋边缘的深海沟处缩短，两处相互补偿。

(6) 假定在中洋脊断裂带之下存在着地幔对流的上升部分，它是由放射性衰变的热量所引起的，而在深海沟之下是对流的下降部分。在其水平段部分，对流载着新形成的海洋地壳板块移向消失带，在此，板块被吸收。

2. 全球板块构造和地震

图 4.2.3 是应用全球构造理论，并以地震地质、地球物理、地球化学、地磁研究观测及实验研究为基础，对世界范围内板块划分图。其中最引人注目是，把整个地球表面分成若干个稳定块体的几条连续的、狭窄的、其地震约占有全球地震总数 85%的地震活动带，和图 4.2.3 中主要板块边界如此吻合，由此可见全球大地构造活动环境能自然地解释地震活动及其成因环境。

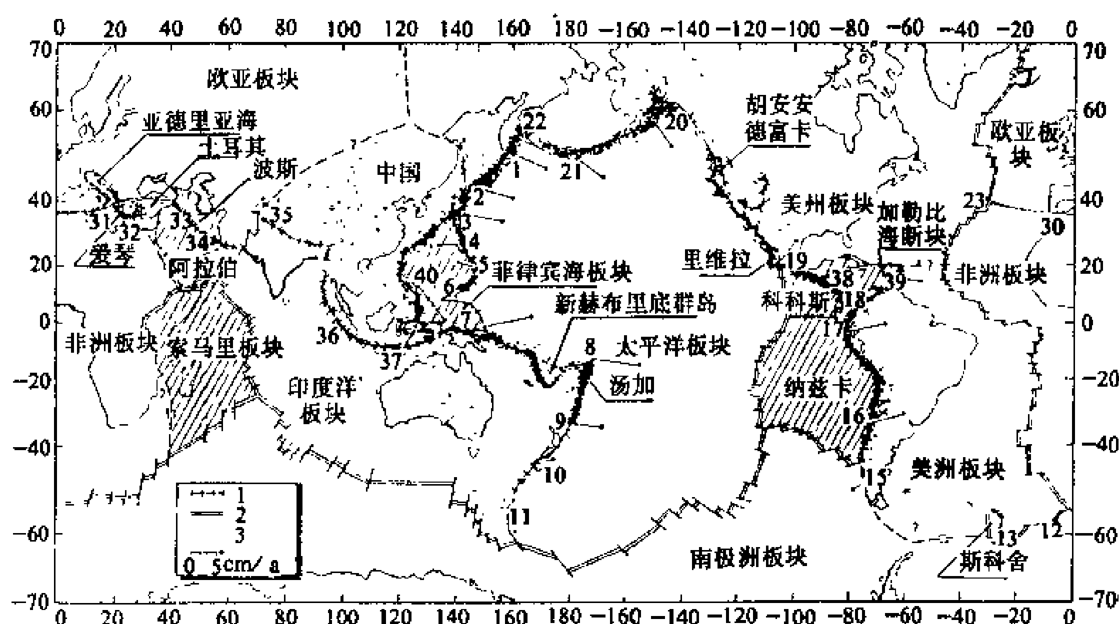


图 4.2.3 全球板块划分图

1. 消减带；2. 增生带；3. 转换断层

当然，板块边界的选定既根据了地震活动带的本身，也根据其他学科的资料，因此这种符合是部分的。但说明地球上地震活动是在这些板块边缘形成。此外，根据全球构造学说所预示的伸张地区，例如洋脊只是浅源地震发生区（薄而浅岩石层被拉开，因此这里地震不能发生在软流层里），一般的地震活动水平及最大地震的强度在这里要比在更活动的压缩区为低。在压缩构造区（岛弧）发生大的、深的地震，当岩石层插入地幔的较深处最后被吸收时，地震活动性增高。当岩石层一个板块沿地表很大的走向滑动断层带移动经过另一块板块时，则地震活动是浅震，仅偶而会发生较大的浅地震。有些地区，逆掩与走滑错动同时发生。地震震源机制的一般图象与按其他方法推定的岩石层运动图象非常符合，并对这种运动过程提供更多的资料。据 Isacks (1968)由浅源地震机制而绘制的全球板块运动向量图亦和由其他方法估算板块运动向量相一致。所有这些事实都反映出地震活动及其成因的全球构造环境特征。

根据板块构造边界运动学和形态学特点，基本上可分为三种基本类型的边界：离散型或增生型边界、聚敛型或消亡型边界和转换型或均衡型边界。不同类型边界具有不同类型的形态特征和运动学特点，从而亦导致板间或板缘地震相应的成因类型和活动特点不同。

(1) 离散型边界（或增生型边界）地震

活动洋脊的脊峰或大陆裂谷系是岩石圈最薄弱的地方。由于上地幔软流圈物质上涌和海岭两侧作用反向流动，导致岩石圈板块在此分离和海底扩张，并有大量玄武岩熔岩从中轴裂谷中溢出，形成新的岩石圈，增添于其边缘。和这一运动相适应的是，拉张应力导致地震发生于洋脊顶部而不发生于破裂带上，并且以正断层占优势（图 4.2.4）。地震以浅源地震为主，最大深度为 20km。由于脊顶地带可能具有海底火山喷发而导致洋脊地震活动在时间和空间上成群而无一个突出的主震（震群序列）。

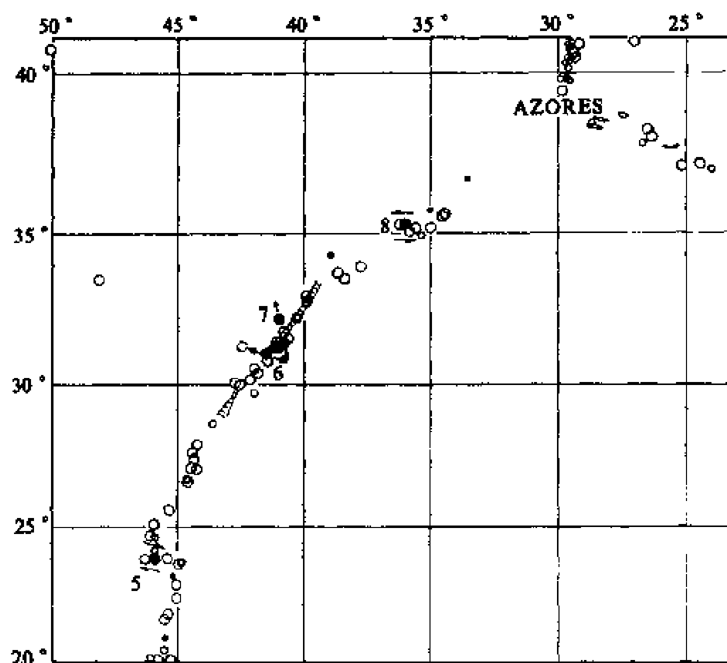


图 4.2.4　沿中大西洋洋脊部分段地震震中分布和震源机制解图

图中 6、7 两地震机制解显示洋脊拉张应力场，粗箭头表最大张应力方向(据 Sykes, 1967)

(2) 聚敛型边界地震

聚敛型边界地震包括削减边界和大陆碰撞边界两种类型地震。

聚敛型边界中削减边界以海沟和岛弧为其基本地形特点。海沟深度一般在海水面以下6000m以上，是地球表面最大负地形。岛弧都环大陆作弧形展布。在海沟与岛弧地区，岩石圈板块在此处相互碰撞，大洋岩石圈板块俯冲进入大陆板块之下（主动边缘）或大陆岩石圈板块仰冲于大洋板块之上（被动边缘），统称为俯冲带。布格重力异常在海沟为负，在岛弧与大陆边缘为正，岩石圈处于严重不均衡状态。该处有安山岩出现，标志着板块消亡边界的火山地带和大量钙碱性岩浆活动。环太平洋地震带是一个典型的聚敛型边界地震带，几乎全球所有的深源地震和中深源地震，世界上大多数浅源地震都分布于此地震带。

由于岛弧地区洋壳板块向大陆板块下的俯冲运动，厚而坚硬的岩石层经过深海沟下面时则出现弯曲，尽管在岩石层较深部的主应力可能是压缩，但伸张的应力在靠近岩石层的弯曲面的凸出面出现。深海靠海一边的坡上地震活动一般不频繁，而且都是浅源地震，伸张性地震。其震源常常位于岛弧轴部的下面或靠海的一边，岛弧区主要浅源地震活动区位于深海沟靠岛弧一边的坡下面，形成一个向岛弧下面倾斜的片状带。深地震带一般向岛弧之下倾斜，倾角为45°。

地震最大压缩应力平行于地震带的倾向，即平行于板块插入地幔的运动方向。由于板块的扭曲，应力状态变化较大，但总的规律是伸张轴方向垂直于地震带，零轴则趋于平行地震走向，图4.2.5显示这一基本特点。

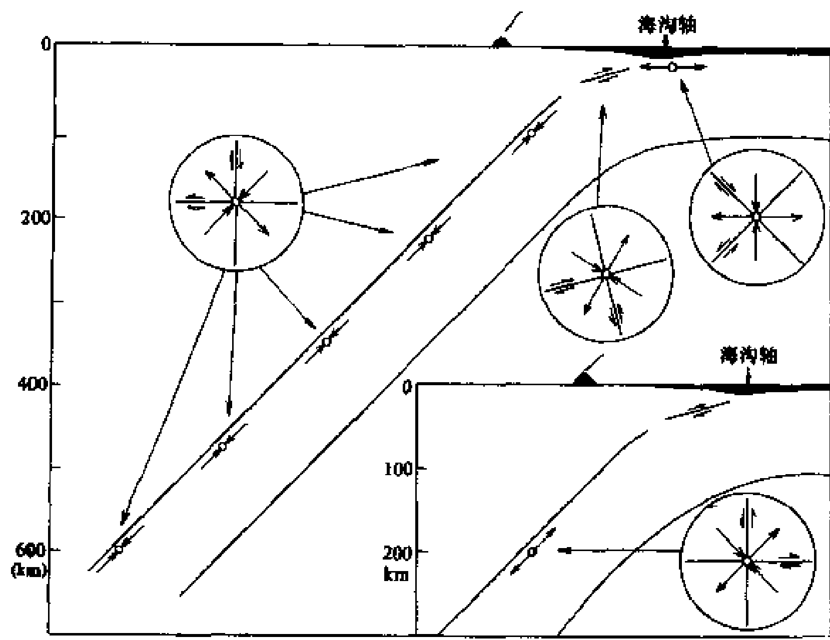


图4.2.5　岛弧消减带的地震机制图(据 Isacks 和 Oliver, 1968)

由于俯冲牵引而向下弯曲，俯冲的洋壳倾向大陆、即贝尼奥夫带。地震分布于这一带内在岛弧（或山弧）前缘为浅源地震，岛弧（或山弧）后缘产生中源地震，大陆边缘则为

深源地震，并呈带状分布。浅源地震产生的原因是洋壳上凸弯曲引起张性断裂及洋壳与大陆地壳之间相互错动引起逆冲破裂。前者为正断层，后者为逆断层，相对而言，后者均为强烈地震，震级可达 8.9 级。

碰撞带地震和消减带地震不同，前者是两大陆板块相互聚合，俯冲深度有限，在岩石圈下部由于下插的困难而表现为强烈的碰撞与水平挤压。印度板块对欧亚板块的北进作用在喜马拉雅地区形成碰撞带是这一作用的典型例子。在那里，因为下插的地壳物质轻，受上地幔重物质的浮托作用，不能插入地幔中去，必然紧贴在西藏地块底部滑动，以摩擦的形式形成中源地震（罗焕炎，1979）。震源深度 70—100 余公里。地震断层显示典型的逆冲性（图 4.2.6）

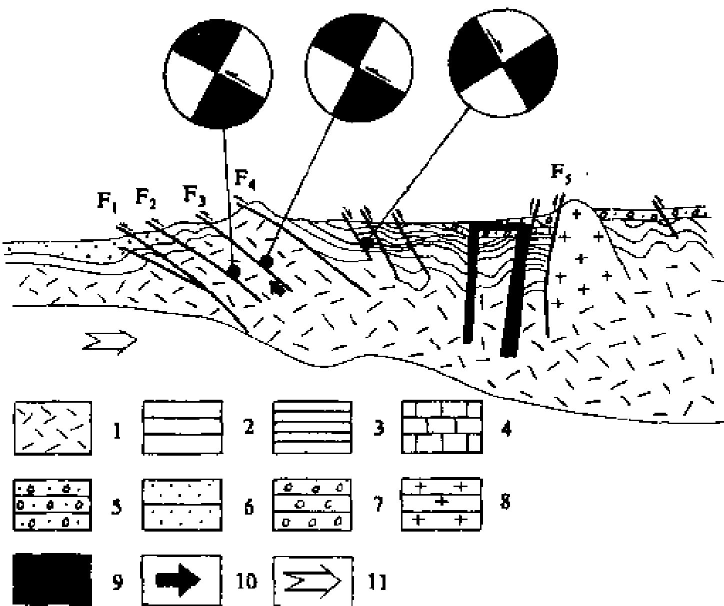


图 4.2.6　喜马拉雅地区地震构造剖面图(据叶洪，1981)

1. 大陆地壳；2. 地台型沉积；3、4. 地槽型沉积；5. 砾岩；6. 湖相沉积；

7. 磨拉石建造；8. 花岗岩；9. 基性和超基性岩带；10、11. 块体运动方向

F_1——恒河边界断裂；F_2——主边界断裂；F_3——主中央断裂；

F_4——北喜马拉雅断裂；F_5——雅鲁藏布江-印度河缝合线

(3) 转换断层地震

存在于大洋底的全球洋脊系统并不是笔直而连续的。它被洋底横向大断裂所切割，而在相邻脊轴裂谷之间的断裂具有相对错动的平移性质，这些切断洋脊的横向断裂为转换断层。但在这里，一般无岩石圈的新生与消亡，是均衡型的板块边界。由于洋脊扩张、转换断层相对水平错动，从而形成转换断层带能量释放而形成转换型边界地震，这些地震限于地壳内浅源地震。震源深度一般不超过 30km。但在某些地区，如在北美西海岸圣安德烈斯层，在转换断层俯冲到陆壳之下、使陆壳产生转换断层性质的走滑错断时，则出现 $M>8.0$ 巨大地震，最高震级为 8.4。地震断裂滑移性质和特点与转换断层滑移特点和性质相同，加里福尼亚海湾转换断层型地震破裂机制图（图 4.2.7）说明了这一点。

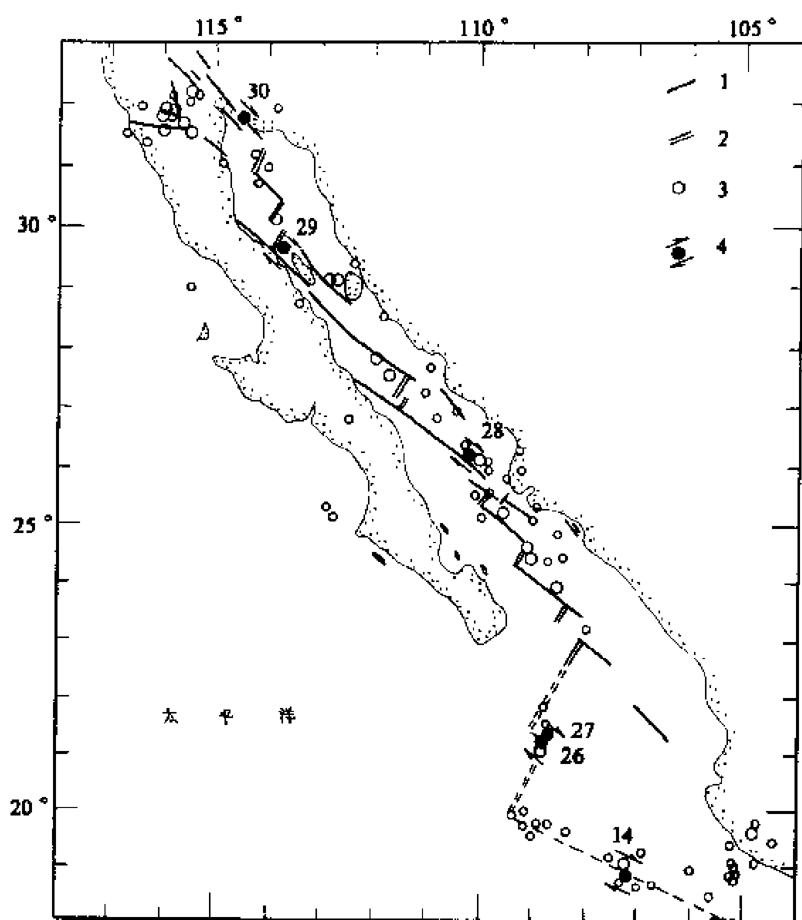


图 4.2.7 加里福尼亚海湾震中分布和转换断层带地震机制(据 Isacks 和 Oliver, 1968)

1. 断层；2. NE 向海沟；3. 震中；4. 地震机制

4.2.4 中国地震宏观成因环境和地震区、带划分

中国地处欧亚板块东南部，以大陆为主体，被印度板块（包括缅甸板块）、太平洋板块和菲律宾海板块所夹持（图 4.2.8）。印度板块和太平洋板块向中国大陆推挤导致了地壳升降幅度上的巨大差异：不仅有东西差异，亦有南北差异。喜马拉雅地区自上新世晚期以来，上升幅度在 4000m 以上，而青藏高原以北新疆、甘肃地区则表现为大面积的沉降盆地与隆起山系相间格局。中国东部升降幅度较西部小得多；华南以幅度不大（几百—千米）抬升为主，东北东西两侧上升，松辽下降，相对幅度小于 1000m。台湾位于两大板块的结合带上，显示最大上升速率。中国大陆第四纪以来的活动断裂，显示以南北带为界，西部青藏和新疆主要受印度板块向北推挤和欧亚板块阻抗下，形成一系列近东西向、北西西—北西和北东东—北东的逆冲、逆掩或逆走滑型巨大的活动断裂带。而华北、东北则沿已有的破裂形成一系列北北东、北东向走滑或正走滑断裂带，与其共轭的北西—北西西向断裂往往切错了上述断裂。东南沿海大陆边缘活动断裂，自福建往广东由北北东向逐渐转变为北东向至北东东向，以左旋走滑正断裂为主，与此组共轭的北西向断裂亦较发

育，多为延伸不远的正断层或走滑断层。由于中国西部欧亚板块碰撞边界的影响，倾向相背的逆冲断裂发育，中间形成压陷盆地。但由于南北向推挤，岩石圈物质横向流展，派生出引张应力，局部地区裂陷成盆地。大陆岩石圈推挤，大型走滑系统中发育有各种类型的拉分盆地、楔状盆地等。而在我国东部地区，由于太平洋两侧弧后扩张的地球动力学环境，太平洋板块俯冲和大洋重岩石圈的下沉，形成了中国东部海域及内陆地区的新生代裂陷盆地。台湾为碰撞-转换边界，以向西逆冲为主，兼左旋走滑性质，虽然速率较高，但由于华南块体在台湾发生碰撞的菲律宾板块是向西北方向运动，凸入体宽度较窄，碰撞对大陆的影响传递不远，仅在中国东部形成北西向断裂和裂陷盆地。

地壳差异性升降、断裂和盆地形成与发育，逐渐使中国大陆构成一个完整板内块体分割与块体运动（图 4.2.8），在上述构造环境下，中国震源断错和地震应力场有如下特点：

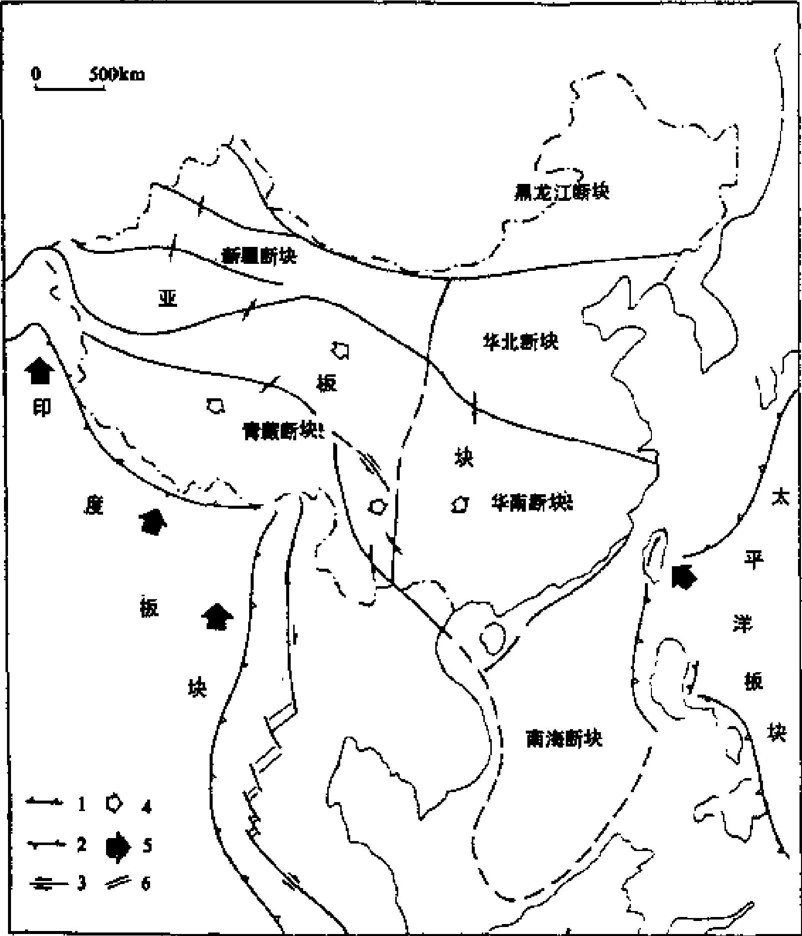


图 4.2.8 中国及其周围块体分割与运动图

1. 俯冲边界；2. 碰撞边界；3. 走滑转换边界；4. 断块运动方向；5. 板块运动方向；6. 断块边界

(1)震源断错以高角度走滑型占优势，斜滑型和倾滑型断错多发育在板块或构造块体

交界处；

(2)应力场显示以水平作用力为主的特点，水平压应力场和张应力场在大范围的区域分布有其相对稳定性。从喜马拉雅山区向北至南北天山，向东北穿过鄂尔多斯块体至华北北部及东北，向东和东南至沿海，水平应力轴向迹线呈放射状分布。而压应力轴向迹线则呈向北、东北和南东凸起的弧状分布。可能来自于不同板块构造运动的影响，导致不同地震应力场特征的三个区在中国大陆明显地显示出来：①西部地区主压应力场沿喜马拉雅山脉弧状散开而传向西部块体，在山脉西部，以近南北向为主，向东部逐渐转化为北东向，其东部变为近东西向，乃至南东向。沿弧形散开的压应力场和青藏高原弧形隆起变形相协调。在高原内部，与压应力场相垂直的近东西向张应力场导致局部地区拉张正断错的出现。这一特征和印度板块向北推挤碰撞产生压应力场及高原隆起引起地幔物质侧向流动相关；②华北地区以北东—北东东向的压应力和北西—北北西的张应力场为主。华北西部地区压应力轴向略偏北，向东逐渐转为北东东向，南部近于东西向。一些盆地内形成拉张型正断错。本区反映了太平洋板块向西推进消减的应力场特点；③华南地区主压应力场方向为北西和北北西向。一些盆地内形成拉张型正断错。其北部由华北北东东向压应力场过渡到北西西向压应力场，再向南变为较稳定的北西向压应力场，张应力场轴向和沿海海岸形状大致相近而转入海域。菲律宾板块向北推挤对本区应力场形成也许有较大的作用。

(3)中国可划分为与地震构造应力场基本一致的四个震源断错区和几个震源断错带。①西部震源断错弧线状分布区，其应力特点为：震源断错与地壳构造和现代运动相吻合；震源断错带与弧线状区域构造形状相一致。应力应变释放水平由南向北递减，但边缘地区有所加强。本区包括：Ⅰ青藏高原走滑型震源断错弧型分布区；Ⅱ天山斜滑、走滑型震源断错线状分布区；Ⅲ喜马拉雅碰撞影响带逆倾滑型震源断错区。②华南台湾震源断错星点状分布区。地震应力应变释放水平由海域向大陆递减。包括：Ⅳ东南丘陵走滑型震源断错星点状分布区；Ⅴ台湾岛板块俯冲带逆倾滑、斜倾滑型震源断错分布区。③Ⅵ华北走滑型震源断错共轭网络状分布区，其特点是由北北东—北东向右旋走滑断错带和北西—北西西向左旋走滑型断错带组成相对稳定的共轭地震破裂网络，高应力应变释放区占据网线节点。④Ⅶ东北逆斜滑、倾滑型深源断错区，该区主要反映太平洋板块俯冲消减带断错特征。

根据以上所述现代地壳运动特点和地震孕育、发生和发展的规律，中国地震可以概括为两大类：Ⅰ.和板块运动直推相关的板缘、板间地震；Ⅱ.板内地震，其中，板内地震包括以下四种成因类型：

1)块内地震：主要发生在断块以内，其分布零星或成带性较差；

2)块间地震：断块之间的相互作用而导致的地震，有地震强度大、成带性强等特点，主要有两种类型：

①断裂型，如我国西部断块边界上走滑断裂上的地震；

②盆地型，即在地震活动微弱块体的边缘盆地内分布的地震，如鄂尔多斯周缘盆地内地震。

3)块缘地震：这类地震既不是某一块体单独构造运动的结果，也不是由于两个块体近于平分秋色的相互作用而在其间发生的地震，而是由于一个块体的作用在另一个块体上发生的地震，如松潘地震带、马边地震带、东南沿海地震带。从地震成因类型上，我们将中国地震分为如图 4.2.9 的地震区、带。各带名称如表 4.2.3。

表 4.2.3　地震区带、划分表

Ⅰ 板间、板缘地震区	Ⅰ$_1$ 台湾俯冲地震带
	Ⅰ$_2$ 东北消减深震带
	Ⅰ$_3$ 西藏碰撞地震带
Ⅱ 板内地震区	Ⅱ$_1$ 青藏北缘块间、块缘地震带
	Ⅱ$_2$ 三江块间、块内地震区
	Ⅱ$_3$ 青藏块内地震区
	Ⅱ$_4$ 准噶尔周边块间地震带
	Ⅱ$_5$ 塔里木周边块间地震带
	Ⅱ$_6$ 鄂尔多斯周边块间地震带
	Ⅱ$_7$ 华北块内地震区
	Ⅱ$_8$ 华南块内地震区
	Ⅱ$_9$ 东南沿海块缘地震带

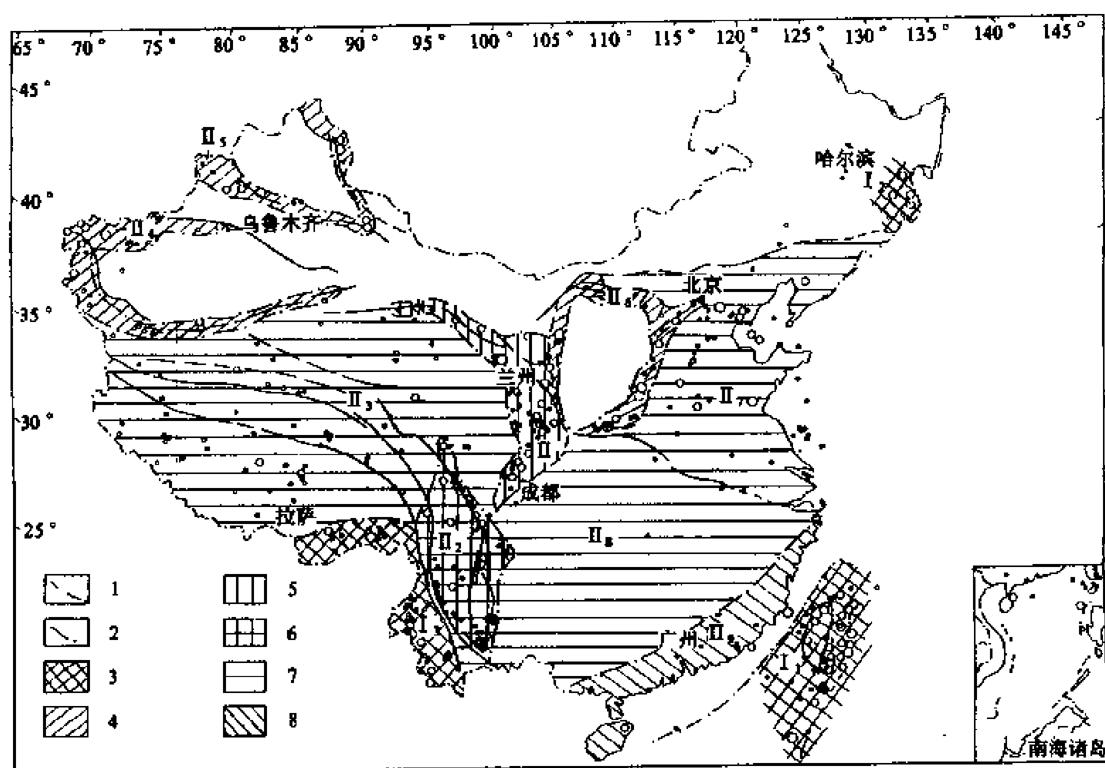


图 4.2.9　中国地震成因区、带划分略图

1. 地震区、带分界线；2. 断块边界断裂；3. 板间、板缘地震带；4. 块间地震带；
5. 块间、块缘地震带；6. 块间、块内地震区；7. 块内地震区；8. 块缘地震区

4.3　中国强震发生地质条件

在前面我们讨论了地震发生的成因环境，这是从总体上把握住地震孕育、发生和发展的基本规律，是地震发生共性特征。强震发生构造条件或构造标志，则是指某些具体地震在总体成因环境下发生的地质构造条件，着眼点是地震发生环境的个性。对工程地震工作

来说，后者也许更直接些。因为，弄清强震发生的标志，对我们确定潜在震源区和地震危险区将提供一个类比的基础。当然，由于地震的孕育和发生是一个复杂的待研究的问题，加上强震发生条件的区域差异和研究程度差异等，也将使这一问题的解决难以用统一的尺度去量度。这里所指的强震标志，也仅仅是根据目前认识对已发生地震地区的研究资料而总结出的一些基本条件，而这些条件仅仅为潜在震源和地震危险区的判定提供一个一般性的框架，具体要靠工程地震工作者在实践中总结。随着研究深入，逐步补充、修正这些认识是必然的。用数学的语言来说，目前所讲的强震发生的这些条件也许还不是充分而必须的。

4.3.1 深部构造和地球物理条件

地震发生的深部构造条件主要反映在地幔上隆或地壳变薄区域、布格重力异常梯级带和延伸到地壳下深断裂存在的区域。根据地球物理深部构造与地震关系研究，下述深部构造部位可视为可能发生强震的地区①。

(1) 莫氏面陡坡带。一般其斜率越大，对应的震级亦越大。莫氏面陡坡带亦是地壳厚度变异带，常常是深断裂发育带和深部重力异常表现为重力梯级带，航磁表现为正负异常线性变异带。如沿祁连山莫氏面陡坡带、我国中部莫氏面斜坡带的龙门山地段都是深断裂发育的地方，它们与地震关系非常密切，其中祁连山莫氏面斜坡带斜率一般在 3°以上，多次发生 $M>7$ 级的地震。

(2) 莫氏面斜坡带的扭曲部位。这个部位在表层为两组区域活动构造带的交汇，重力异常表现为区域重力梯级带发生扭曲畸变，航磁异常的方向发生剧烈改变，标着深部构造或物质状态的复杂性。例如，延庆–承德扭曲斜坡上的三河–平谷 1679 年 8 级地震区，大荔–安康扭曲斜坡上的华县 1556 年 8 级地震和朝邑 1501 年 7 级地震区等。

(3) 莫氏面局部剧烈升降的结构复杂地区。表层构造为受活动性断裂控制的一系列断陷盆地和隆起，布格重力异常为一系列次级重力高或重力低异常，航磁为一系列正负异常带，揭示在深部同样是断裂发育的地方，切割了地壳的几个界面，使其结构形态复杂。如河北平原元氏–济南人工地震测深剖面所示，莫氏面、康氏面、结晶基底面均受一系列北北东向断裂切割，尤其在隆尧东旺地区切割升降幅度大，并发生了 7.2 级地震。

(4) 走向明显的莫氏面凹槽和莫氏面沉降区的边缘陡坡带。压强偏差越大，往往地震强度越大。这些地区在表层正是活动断裂带的部位。前者如山东郯城 1668 年 $8\frac{1}{2}$级地震，后者如东南沿海地区 1445 年 6 级地震、1967 年潮安 $6\frac{3}{4}$级地震、1918 年南澳 $7\frac{1}{4}$级地震和 1962 年河源 6.1 级地震。

(5) 平缓的莫氏面斜坡带及规模较大的下陷或隆起区，如湘鄂、黔、桂地区，以及四川、鄂尔多斯、塔里木等盆地的内部都是无大震和少大震的相对稳定区。这些地区的重力计算结果表明地壳深部构造简单，且处于相对重力均衡状态。

(6) 构造运动强烈的重力梯级带。如阿尔金祁连山梯级带与阿尔金山地震带相对应，河西走廊南缘地震带与祁连山北缘梯级带相对应。

(7) 重力梯级带的交接部位，包括：不同方向区域重力梯级带相交的部位，区域重力

① 中国地震烈度区划，1981。

梯级带与另一方向的局部异常或次级异常交汇的部位、区域异常或局部异常突然发生转折或畸变的部位等。例如，通渭、天水、礼县地区是一系列南北向局部异常与祁连山梯级带、秦岭梯级带交汇部位，地震活动水平很高。龙门山梯级带西支在川西冕宁泸沽一带重力异常基本为近南北向的，但在泸沽附近出现近东西的两部异常与之交切，在冕宁—拖乌异常带又发生了转折畸变，在这一交切及畸变部位发生过冕宁 1923 年 5 级地震、泸沽 1952 年 $6\frac{3}{4}$级地震。又如，在祁连山北西向梯级带发生扭曲部位，发生过 1927 年古浪 8 级地震。

(8) 具有较大的异常幅度和梯度的次级重力低的内部或边缘地区，发生在次级重力高与重力低间等值线密集带上，以及不同方向的次级异常的交汇处。如银川地区，为次级近南北向重力低，幅度达 $5\times10^{-4}\mathrm{m}/\mathrm{s}^2$，水平梯度也很大，西侧为贺兰山重力高，东侧为桌子山重力高，该区发生过一系列 5—6 级地震和一次 8 级地震。1966 年河北邢台 7.2 级地震亦是发生在一个北北东向次级重力低，东西两侧为次级重力高的地区。又如 1679 年平谷马坊大震，发生在北北东向次级重力低的西侧等值线密集带与北西向次级重力高的相交区域。

(9) 具有稳定走向的航磁异常被其它方向局部或次级异常相切的部位，如山西怀仁、代县、原平、定襄、太原临汾等地震都是发生在北东向稳定航磁异常与北北东向局部次级航磁异常带的相切部位。

(10) 高磁异常区中正负(或是磁力高、磁力低)交替频繁的线性异常带，及与其它方向线性异常带或者局部、次级异常相交处。例如，山东郯城 $8\frac{1}{2}$级地震就发生在北北东向郯庐正负交替异常带与北东向胶县-莒县磁异常、北西向兖州-莒县磁异常相交处。

(11) 正负磁异常的边缘突然消失和磁异常发生剧烈改变的地域，如华县 1556 年 8 级地震、朝邑 1501 年 7 级地震以及山西平陆东北 1815 年 $6\frac{3}{4}$级地震就是发生在汾渭异常带的边部和扭曲处。

4.3.2 强震与深大断裂

深大断裂往往是大陆断块的边界。断块的相对运动导致了断块边界构造能的积累和释放，在地震成因机制类型中，边界断裂型的块间地震实质为深大断裂带上发生的地震。从达个角度出发，深大断裂往往又是强震、特别是 $M>7.0$ 强烈地震发生的基本构造环境。表 4.3.1 为 $M>6.0$ 地震与深大断裂断陷盆地关系统计表，它基本上反应地震震级越大，其和深大断裂关系越密切的事实。

表 4.3.1 断裂与地震关系统计表

震级范围	统计个数	与深大断裂关系
$M>8.0$	18	16 个发生于深大断裂带上，占近 88%
$M=7$—7.9	56	27 个发生在深大断裂带上，占 48.2%；24 个发生于大断裂和断陷盆地，占 42.9%
$M=6$—6.9	294	190 个地震和断裂有关，占 65%；70 个和断陷盆地有关，占 24%

4.3.3 强震和活动断裂

活动断裂和地震发生密切相关，表 4.3.2 列出活动断裂几种特征和 $M>6.0$ 强地表关

系。

表 4.3.2 活断裂和地震发生关系统计表

断裂时代	第四纪以来明显活动 第三纪明显活动 新生代明显活动	所占地震 百分比	70 20 1
断裂规模	>7500km >100km <100km	最大震级	M>8.0 7—7.9 6—6.9
构造部位	断裂交汇 弯曲部位 强烈活动段 断裂端部 不明确	所占地震 百分比	52 15 14 1 18

4.3.4 强震与断陷盆地

各种类型盆地发育是我国新构造运动主要特征之一，它往往和地震成因关系十分密切。在前面提到我国大陆地震成因分类中，就有块体边界盆地型地震。因此，了解地震与盆地关系有助于我们对强震标志的理解和判断。表 4.3.3 中概括了各种盆地类型与 M>6.0 地震基本关系。从表中可见，我国绝大多数地震和盆地发生有直接联系。

表 4.3.3 M>6.0 地震和盆地特征关系

盆地特征		M>6.0 地震所占比例%
结构类型	断块型 地堑型 断裂型 复合型 非盆地	2 36 38 19 5
活动类型	继承性 间歇性 新生性 完成性 不明确	43.4 1 51 0.5 4.1

另外，盆地活动特殊构造部位往往是强震发生场所。归纳起来，大致是（中国地震区划，1981）：

(1) 倾斜断陷盆地较深、陡一侧的活动断裂带上，即沉积物厚、盆地与山地隆起地貌差异显著的一侧，尤其是其上升活动幅度最大的地段。

(2) 断陷盆地深、陡一侧的活动断裂带上断距最大的地段。该处往往是第四纪或现代沉降中心，具有最大的沉积厚度，现代地貌最为低洼。例如，1556 年华县 8 级地震就发

生在向南倾斜的渭河地堑盆地南缘断裂带上断距最大的地段。

(3) 在断陷盆地带的两盆地之间或盆地内部横向断裂所控制的横向隆起两侧。例如，1303 年赵城 8 级大震和 1501 年朝邑 7 级地震就分别发生在韩候岭横向隆起南侧和朝邑横向隆起西侧。

(4) 盆地或断陷盆地带内多组活动断裂交汇部位。

(5) 断陷盆地的端部，尤其是多角型盆地的锐角区。例如，河南灵宝盆地内 1815 年平陆 $6\frac{3}{4}$级地震及东北松辽盆地通辽一带的地震。

(6) 复合断陷盆地中的次级凹陷（断坳）处等。

4.3.5 不同级别强震标志

1. $M>7\frac{3}{4}$巨大地震和强烈地震

深大断裂或块体边界断裂是发生巨大地震的基本场所，表 4.3.4 列出 $M>8.0$ 级巨大地震与深大断裂关系。

表 4.3.4 深大断裂与 $M>8$ 级地震的关系(据中国地震区划，1981)

断裂名称	所属构造单元	产 状	性 质	形成时代	$M>8$ 级的地震
天山北缘深断裂	天山地槽褶皱系	走向北西西，倾向南南西	平移逆断层	古生代	1906 年玛纳斯 8 级地震发生在断裂上
天山南缘深断裂	天山地槽褶皱系	弧形近东西向，倾向北	平移-逆断层	古生代	1902 年阿图什 $8\frac{1}{2}$级地震发生在断裂南侧
额尔齐斯深断裂	阿尔泰地槽褶皱系	北西走向，倾向北东	逆断层	古生代	1931 年富蕴 8 级地震发生在可可托海一二台大断裂上并受到额尔齐斯深断裂的影响
喜马拉雅南缘深大断裂	喜马拉雅地槽褶皱系	走向近东西，倾向北	逆掩断层	新生代	1950 年察隅 $8\frac{1}{2}$级地震发生在断裂大拐弯处的北面
祁连山北缘深断裂	祁连地槽褶皱系	走向北西西，倾向南南东	左旋平移-逆断层	古生代	1920 年海原 $8\frac{1}{2}$级地震和 1927 年古浪 8 级地震与它的活动有关
菲律宾海盆中心断层	菲律宾海小板块	走向北西，直立	右旋平移断层(?)		1920 年和 1927 年两次 8 级地震(台湾东海)可能与它的活动有关
永胜-宾川深断裂	扬子地台	走向南北，倾向西(深部向东倾)	逆断层(深部为正断层)	古生代	1515 年永胜 8 级地震
小江断裂	扬子地台	走向南北，倾向西	平移-逆断层	前寒武纪	1833 年嵩明 8 级地震
郯庐深断裂	华北地台	走向北北东	平移-逆断层	前寒武纪	1668 年郯城 $8\frac{1}{2}$级地震
银川盆地西缘大断裂	华北地台	走向北北东，倾向东	平移-正断层	新生代	1739 年平罗 8 级地震
夏垫断裂	华北地台	走向北北东，倾向南东东	正断层	中生代	1679 年平谷 8 级地震
山西断陷带	华北地台	北北东走向	右旋平移-正断层	新生代	1556 年华县 8 级地震 1303 年赵城 8 级地震 1695 年临汾 $7\frac{3}{4}$级地震

汪良谋和徐杰（1987）对华北7次大震震例分析提出华北地区 $M>7\frac{3}{4}$地震发生基本地质条件如下：

① 大断裂和深断裂带。这些深、大断裂带多由地质历史早期阶段的基底弱化带（韧性剪切带或基底断裂带）发展或经改造而成，具长期的演化过程。新生代时期，它们的结构和活动方式有明显差异，有的是由几条活动程度不同的断裂组成的逆平移断裂带，如沂沭断裂带；有的系由斜列断陷盆地构成的剪切拉张带，如山西断陷带；也有的为一系列斜列式断裂组成的剪切带，如张家口-蓬莱断裂带。

② 深大断裂带中，有其它方向的活动断裂与之交汇的地段。如郯城 $8\frac{1}{2}$级地震位于北西向断裂与沂沭断裂带交汇部位，三河-平谷8级和唐山7.8级地震，分别位于北东向马坊-夏垫断裂带和唐山断裂带与张家口-蓬莱断裂带的交汇区。

③ 规模较大的新生断裂构造带与深大断裂带交汇区，亦有巨大地震发生。如唐山-磁县断裂构造带与张家口-蓬莱断裂带交汇区的唐山7.8级地震，磁县-临沂断裂构造带与沂沭断裂带交汇区的郯城 $8\frac{1}{2}$级地震。

④ 深、大断裂带晚第三纪、特别是第四纪以来活动较强烈段。在华北平原裂陷盆地区，三河-平谷8级和唐山7.8级地震，位于N形展布的裂陷活动带中段第四纪裂陷活动向北发展的地带。

⑤ 鄂尔多斯周缘断陷带中，巨大地震发生还有如下标志：

a. 断陷盆地下沉幅度最大一侧的断裂上或断距最大的地段，如华县8级地震。

b. 断陷盆地内部两组不同走向的活动断裂交汇区，如平罗8级和临汾 $7\frac{1}{2}$级地震。

c. 断陷盆地间或盆地内横向断块隆起的边缘。洪洞8级地震位于临汾断陷盆地北边灵石断块隆起的南缘。

⑥ 深部莫霍面隆起或莫霍面深度变化的斜坡带。

2. 7.5>M>7.0 强烈地震地质标志

从华北地区来看（汪良谋和徐杰，1987），在14次 $M=7$—7.5地震中，汾渭断陷带有5次，张家口-蓬莱断裂带4次（渤海几次地震列入此带），唐山-磁县断裂构造带2次，辽东湾东海岸构造带1次，沂沭断裂带1次，磁县-临沂断裂构造带1次。其主要地质条件是：

① 渭河-运城和山西断陷带中的大地震，其地震地质标志与该带巨大地震类似。如1038年定襄地震的标志与华县8级地震相似，1626年灵丘地震和1683年原平地震在一定程度上也类似于华县8级地震。

② 张家口-蓬莱断裂带上的几次大地震位于渤海东南部，如1548年蓬莱7级、1597年渤海7级、1888渤海 $7\frac{1}{2}$级和1969年渤海7.4级地震。除蓬莱地震外，其余都发生在渤中断陷盆地的东缘和南缘。7.4级地震位于营-潍断裂带西支断裂与近东西向渤海2号断裂和黄北断裂的交汇区。其它几次地震都有与之类似的构造交汇条件。

③ 邢台地震位于唐山-邢台-磁县断裂构造带中，7.2级地震亦发生于北东向断裂和北西向断裂的交接部位。

④ 华北平原裂陷盆地中段和北段的大震，基本位于渐新世晚期以来N形展布的裂陷活动中心带的范围内或其边缘。

⑤ 其它几次大震如1830年磁县地震、1937年菏泽地震和1975年海城地震，其地质

构造条件为：

a. 它们均发生于华北平原裂陷盆地与周围隆起山区的交接地带，且偏于山区一侧。震区附近除有规模较大的纵向老断裂外，常发育新生的横向断裂，横向断裂的规模和连续性远不及另一组断裂，但它正在发展之中。

b. 地震都位于共轭构造交汇地区。整个地震序列、前兆和烈度分布常显示共轭图象，以海城地震最为典型。

⑥ 大震区往往位于莫霍面隆起边缘或莫零面斜坡带上。

3. 6—6.9 级强震的地震地质标志

这一级别地震的地震地质标志，大致可归纳成以下几个方面：

① $M \geqslant 7$ 级地震的地震区或其附近，因为，它们具有类似大震和巨大地震的地震地质标志。

② 孤立的断陷盆地或小型断陷盆地，如 1209 年宁城地震、1314 年涉县地震和 1829 年临朐地震等。

③ 活动断裂的拐点和端点部分，如 1658 年涿县地震、1831 年凤台地震等。

④ 三角形盆地的锐角区，如 1815 年平陆地震等。

据环文林等(1990)研究认为，从构造成因角度，判断活断层为发震断裂必须具备应力、构造形变、断层的结构和蓄能等四方面条件。以华北地区为例，表 4.3.5 总结不同震级条件下潜在震源判别标志。

根据虢顺民、尤惠川（1987）的研究结果，川滇地区 $M \geqslant 7$ 级强烈地震发生的主要地质条件可以概括为：

(1) 构造块体的主边界断裂

构造块体主边界断裂强烈运动并在许多地段产生 $M \geqslant 7$ 级地震共 10 次。其中东边界断裂上 8 次，西边界断裂上 2 次。有 2 次产生在次级边界断裂上，如永胜地震和理塘地震，这类断裂的规模和活动性与主边界断裂相当。通海地震则发生在规模较小的曲江断裂上，断裂平行于红河断裂，应力积累可能与红河断裂的应力转移有关。从这个意义上说，通海地震的产生也是与主边界断裂有关。发生大震的主边界或次级边界断裂具有两个特点：第一，都是全新世活动的断裂；第二，断裂长度都在 400km 以上（或小于 400km 的与主边界断裂平行的伴生断裂）。

(2) 正在孕育中的新生性深大断裂

川滇菱形块体东缘外围发生的昭通 7.1 级地震，发震构造未出露地表，浅部也未发现规模较大的断裂，判定发震构造较为困难，从宏观现象和余震分布看，破裂面可能有北西、北东两组，它们正好与两组现代构造网络的交汇相一致。北西向鲜水河断裂、北东向莲峰-会理断裂的延伸线也交汇于此。从上述迹象分析，地震与深部正在孕育中的断裂活动有关。类似的例子还有龙陵-耿马-孟连地震带和松平地震带，两个地震带的总走向与构造带走向也不一致。它们也可能是深部正在孕育但未到达地表的最新活动断裂。确定它们的存在，一是地球物理探测，二是构造网络追踪。

(3) 闭锁构造区

① 主边界断裂上的拐点

川滇菱形块体的主边界断裂上有 5 个拐点，在次级边界断裂(甘孜-理塘断裂、金河程

海断裂)上有两个拐点，这些拐点上都发生过历史大震。如鲜水河断裂由北西向转为南北向的拐弯处，发生过康定 7.5 级地震；安宁河断裂由南北向转为北西向的转弯处发生过西昌 7.6 级地震；甘孜-理塘断裂由南北转向北西向的转弯处，发生过理塘 7.2 级地震。同样，东川、巴塘、大理、永胜等地，均是断裂的拐弯处，这些地区均发生过历史大震。可见，100%的主边界和重要次级边界断裂的拐点，均是大震发生的地区。

表 4.3.5 华北各震级段潜潜震源区划分的发震构造条件

震级上限 M_u	$8\frac{1}{2}$	$7\frac{1}{2}$	7	$6\frac{1}{2}$	6
发震构造应力条件	现代水平构造应力场的区域	现代水平构造应力场的区域	(1) 现代水平构造应力场的区域 (2) 局部次生垂直构造应力场的区域	(1) 现代水平构造应力场的区域 (2) 局部次生垂直构造应力场的区域	(1) 现代水平构造应力场的区域 (2) 局部次生垂直构造应力场的区域
发震构造变形条件	现代 NNE 向走滑型发震构造的主体走滑段	现代 NNE 或 NWW 向发震构造的主体走滑段	(1) 现代 NNE 或 NWW 向走滑型发震构造的主体走滑段 (2) 以现代垂直形变为主的正断层区域	(1) 现代走滑型发震构造的主体走滑段 (2) 现代垂直形变为主的正断层区域 (3) 发震构造带的其他部位	(1) 现代走滑型发震构造的主体走滑段 (2) 现代垂直形变为主的正断层区域 (3) 发震构造带的其他部位 (4) 发震构造的现代构造形变场影响的邻近地区
发震构造结构条件	具有纵向(狭长)拉分盆地型(或挤压隆起型)的斜列状走滑断层的结构特征 由两条以上走滑断层斜列组合而成	(1) 斜列状走滑断层的结构特征一般由斜列状断层中的一条构成 (2) NNE 和 NWW 向现代活动断层交叉的结构特征	(1) 斜列状走滑断层 (2) 不同方向断层交叉 (3) 断层端部	(1) 斜列状走滑断层 (2) 没方向断层交叉 (3) 断层端部 (4) 其他特殊结构部位	(1)斜列状走滑断层 (2) 不同方向断层交叉 (3) 断层端部 (4) 其他特殊结构部位
发震构造蓄能条件	深或大断裂控制的发震构造带 发震构造长度: 8 级: 100—200km 8.5 级:200km 以上	深或大断裂控制的发震 构造带发震构造长度: 60—100km	(1) 深或大断裂带控制的发震构造 (3) 一般断裂控制的发震构造 发震构造长度: 40—60km	(1) 深或大断裂带控制的发震构造 (2) 一般断裂控制的发震构造 发震构造长度: 30—40km	(1)深或大断裂带控制的发展构造 (2)一般断裂控制的发展构造 (3) 浅层断层控制的发震构造 发震构造长度: 20—30km

② 主边界断裂上的交点和分叉点

分割川滇地区Ⅰ级块体的主边界断裂，彼此之间有 2 个交点和 1 个分叉点。2 个交点中，一个为交汇点（泸定磨西），鲜水河断裂、龙门山断裂、安宁河断裂在此形成 Y 形交汇，并发生过磨西 7.5 级地震；另一个为交而不汇的点，它位于小江断裂南端与红河断裂之间的个旧地区，这个点上没有历史大震记载，我们暂以未发生过地震的点看待。分叉点指东川地区，小江断裂带在此分叉，这里把分叉点暂归入交汇点范围。在这分叉点上曾发生过东川 7.5 级地震。主边界断裂上的 3 个点上有 2 个点发生过大震，其发震率达 67%。可见，不是所有交点上均发生大震，还要看新构造运动的强烈程度。比较 3 个点的新活动程度，显然磨西和东川比个旧地区要强烈得多。

③ 断裂的枢纽转折部位

本区枢纽形式有两种：升降反差枢纽型、断面反倾枢纽型。

剪切带两块体水平滑移时，断面上容易产生升降反差型的枢纽运动。滑移块体前方因受阻而上升隆起；后方因拉开形成盆地。在枢纽轴部形成阻抗闭锁而积累应变能，大震发生与之有关。

小江西支断裂以左旋运动为主，在杨林附近断面倾向发生了变化，以北断面倾向西，倾角 60—80°；以南倾向东，倾角 70°。具有断面反倾和升降反差枢纽构造的特点导致发生嵩明 8 级地震。川滇地区这种震例是比较多的，如 1955 年康定 7.5 级地震，1970 年巴塘 7.2 级地震，均具有倾向反转的枢纽构造。

对于 $M=6$—6.9 强震，主要构造条件可以概括为：

（1） 发生过大震的构造区

除理塘大震区外，其它发生过大震的地区，几乎无一例外地都有强震的分布。有的强震发生于大震发生之后，以余震的形式出现；而有的强震与大震之间相隔几百年或几十年而自成序列，是独立的地震。

（2） 断层的交汇点

川滇地区除Ⅰ级块体边界断裂的交汇点发生大震外，次级块体边界断裂之间或次级块体边界断裂与Ⅰ级块体边界断裂之间的交汇点，多数是发生强震的场所。从资料上统计，有交汇点 24 处，其中发生强震的点有 15 处，占全部交汇点的 63%，没有发生地震的占 37%。

（3） 构造闭锁之间的过渡带

当闭锁区发生地震而解锁后，在地震破裂带的两端要形成新的应力积累，即形成构造障碍，构造障碍区的规模较小，或以蠕变形式释放部分应力，因而积累的应变能也较小，形成强地震的构造。如鲜水河断裂带上康定和炉霍是两个构造闭锁区，曾发生过多次大震，其间是乾宁构造过渡带（障碍区），发生过多次强地震。类似的例子还有安宁河断裂带上康定与西昌之间的石棉–冕宁地区，则木河断裂带上西昌与东川之间的巧家地区，小江断裂带上东川与嵩明之间的寻甸地区，均属于构造障碍区，它们是强震的发生区。

（4） 走滑断裂带上的岩桥区

走滑断裂带上的岩桥区，有的出现张性构造，有的出现压性构造，前者称为拉分构造，后者称为逆构造。它们位于两条斜列的次级断裂首尾相接地段。

甘孜拉分区是一个很好的例子。甘孜–玉树断裂与鲜水河断裂之间的岩桥区内，发育许多北东、北北东向张性断裂和甘孜、绒坝岔等断陷盆地，它们是由断裂左旋运动造成的。类似的岩桥区还有巧家拉分区，它们位子则木河断裂和小江断裂相接的地段。冕宁岩桥区属于挤压型的逆阶构造，它们于鲜水河断裂与则木河断裂之间，是由于这两条断裂左旋滑动在南北向安宁河断裂（北段）上受挤而成的。

岩桥区的形成是主干断裂的走滑运动导生的，因面是次一级的构造运动。由此而产生的地震震级也较小，一般均为 6—6.9 级。面且地震的发生与主干断裂上的大震似有呼应关系。如鲜水河断裂上 1973 年发生 7.6 级地震，同日在相关的甘孜拉分区发生 6.3 级地震，9 月 9 日又发生一次 5.8 级地震。至 1972 年 3 月底，炉霍地震共发生余震 882 次，约有 640 次就发生在甘孜拉分区，占余震总数的 72%。可见岩桥区与主干断裂之间的活动密切相关。巧家拉分区的地震强度也明显地低于主干断裂上的地震强度。冕宁逆阶区只在安宁河断裂两头拐弯处

震级较大，而在逆阶构造区——石棉—冕宁地段，也只是强震的发生区。

（5） 大型走滑断裂上的尾端拉张区。

滇西北剑川、丽江、鹤庆、洱源等地区发育众多的断陷盆地，其形成与红河断裂右旋走滑有关。尾端拉张区的特点，一是断裂尾端有走向转折现象；二是出现断层分叉和出现众多的断陷盆地。它们是主干断裂活动后引生的次级构造。拉分区构造破碎，应力相对分散而形成多点应力集中区。该区发生的许多强震，成集团状分布在几个断陷盆地附近，显示了尾端拉张区与强震的密切关系。

（6） 次级块体上的复杂破裂区

川滇地区许多次级块体内存在着复杂的由多组断裂组成的破裂网络，如普洱–思茅地区，主要由北西、北东向两组断裂组成，无大型断裂的控制。有的块体内部地表无明显的断裂出现，而由形态较复杂的褶皱组成，如马边地区，褶皱轴呈北东、北西向展布，并拐弯成为弧形。这些地区是中强震的发生区，震中呈集团状分布，无明显的线性排列。而且，马边地区地震具震群型特点普洱–思茅地震具连发型特点。

（7） 断裂滑动低速率区

川滇地区断裂滑动低速率区是相对于高速率区而言的。一条断裂带上几段高速率区之间存在低速率区。如炉霍与康定之间的乾宁地区、西昌与东川之间的宁南–巧家地区就是这样的低速区。川滇地区低滑动（水平）速率一般为 7—15mm／a，高滑动速率一般为 25mm／a。前面已经讲过，那些高速率区是大震发生区，而这里给出的低速率区却是强震发生区，如乾宁、石棉–冕宁、寻甸等地震区。

滇西实验场有许多断裂运动的低速率区。许多张性盆地的边界断裂既有水平运动，也有垂直运动，但以后者为主。最大垂直滑动速率 6—9mm／a，与之有关的地震多为大震。大理地震区为 9mm／a，永胜地震区为 6mm／a。但许多盆地边界断裂的倾滑速率却较小，一般 1—3mm／a。相应地它们是强震的发生区，如剑川、洱源、滨川、弥渡等地区均是 6 级左右的地震区，速率为 4mm／a，它们也是强震的发生区，如剑川—丽江之间、剑川—洱源地区。

（8） 高频度地震发生区

震群型马边地震区，在半年的时间里即发生 5 次 $M=6$—6.8 级地震，平均每月一次，是各地震区频度最高的地区。连发型普洱地震区是，8 年时间内就发生 6—6.8 级地震 4 次，平均 2 年一次；华宁–建水地震区，123 年内发生 6—6.7 级地震 4 次，平均 31 年发生一次；乾宁地震区 106 年内发生 6—6.3 级地震 3 次，平均 35 年发生一次；剑川地震区 270 年内发生 6—6.5 级地震 3 次，平均 90 年一次。上述 5 个地震区显示高频度地震重复发生特点，因而也可作为强震发生区的地震构造标志之一。

4.4 潜在震源勾画

4.4.1 潜在震源勾画基本要点

在一般的地震危险性分析中，潜在震源确定可以采用地震原地重复和构造类比两条基本原则，其方法是：

(1)根据以场地为中心半径为 200—300km 或更大范围内的地震地质特征、地震活动

性及地震分布特征，作出地震地质图。这时，可以用地质学和地震学方法勾画出地震区、带和某些统计单元。在勾画地震区、带时，应考虑研究区与其周围在地震地质方面的联系和统一，必要时应扩大研究范围，以使研究区地震区、带的划分更具科学性。

(2)在地震区、带划分基础上，要研究每个带中的活动构造、活断层与地震的关系、构造活动与断裂活动、地震活动差异、地震及其空间不均一性。根据前述强震发生标志，进一步划分出潜在震源。

(3)对工程场地作相应的地震地质背景估计，尽可能细地划分出潜在震源。尤其是要把可能导致对场地地震危险性估计有影响的活动构造并且可作为独立的潜在震源勾画出来。

(4)充分利用一个地区的基本烈度复核和地震危险区划分及有关地震预测、预报的成果，原则上所有地震危险区应包括在潜在地震区范围之内。

上述勾画潜在震源的四个要点基本上反映了当前在地震危险性分析中勾画潜在震源的方法，也基本上满足了工程需要。但随着地震地质研究的深入，人们开始提出各种定量确定地震潜在源的方法，例如，图像识别法、贝叶斯技术判别法等。陶夏新（1986）应用空间扫描和地质条件量化，企图多保留有用的地质、地震信息来相对一致地划分潜在震源，并对其不确定性可以进一步校正。所有这些方法在理论上有其合理性和可取之处，但在实际应用中，由于地震危险性分析方法本身对潜在震源的要求和限制，用复杂数学运算得出的结果和粗糙的勾画得出的结果，两者在效果上不会有本质差别，更多的情况是相互印证，隐含着协调一致的要求。在这种情况下，通过粗糙的确定和勾画，或者结合地震危险区研究的一些方法，对确定和勾画出的潜在震源作必要的调整和补充，也许会达到可接受的效果。

4.4.2 潜在震源空间尺度及边界确定

为地震危险性概率分析计算方便，潜在震源在平面上多为由折线围定的多边形，这就涉及到多边形勾画尺度问题。虽然这一问题有待于进一步研究，但介绍一些地震、地质和震源破裂方面尺度资料，对于我们勾画潜在震源时掌握其尺度是有意义的。

1. 潜在震源空间尺度及边界确定

(1)断裂带特征及尺度。断裂带特征包括产状和尺度，尺度主要是指其宽度和长度。当发震断层走向与断裂或断裂带走向一致时(大多数情况是一致的),断裂或断裂带的宽度就是潜在震源区的短轴长度，其长轴长度则可据某断裂带上的历史地震等震线长短轴之比，或断裂本身的结构和活动特点而定。一般断裂的宽度为几十米到数百米；断裂带的宽度为几公里到几十公里；复杂破裂带的宽度为几十公里；断陷盆地带的宽度为几十到100km。表4.4.1列出了一些典型的地震活动构造带的产状、性质、宽度。

(2) 剪切破裂网络的强应变区和中等应变区是两条近于直交的破裂网络的重叠区。重叠区的形状多为近似正方形或长短边相差不大的长方形。据统计，强应变区的面积约为7000—28000km^2，中等应变区的面积约为4300—24000km^2(汪良谋,1990)。

(3) 地震空区中"背景空区"具有长期预报性质，其预报时间尺度大多为几十年到100多年。可选用"背景空区"作为确定潜在震源区空间尺度的依据。对全国52个地震空区的面积进行统计(表4.4.2)表明，各家圈定的＞7级地震空区面积为几万到十几万平方公里，6—6.9级地

震的空区面积约为几万平方公里，5—5.9级地震空区面积约为几千平方公里。

表 4.4.1 典型断裂、断裂带、断陷带统计数据

断裂类型	名　　称	产　　状	性质	宽　度	最大历史地震
断　裂	鲜水河断裂	北西走向，陡倾角	逆走滑断层	数百米	7.6
	海原断裂	北西走向，陡倾角	逆走滑断层	数百米至几公里	8.5
	可可托海-二台断裂	北西走向，倾向北东，倾角 70°±	走滑断层	数百米	8.0
断裂带	郯庐断裂带	北北东走向，陡倾角	逆走滑断层	20—40km	8.5
	小江断裂带	近南北走向，倾向西，倾角 70—80°	逆走滑断层	15—20km	8.0
	安宁河断裂带	近南北走向，倾向东，陡倾角	逆走滑断层	5—3km	7.5
隐伏破裂带	唐山-邢台-磁县破裂带	北北东走向	正走滑断层	10—20km	7.8
	天水-武都-茂文破裂带	北北东走向		60km 左右	8.0
断陷盆地带	汾渭断陷盆地带	北东—北北东走向	正走滑断层	50—120km	8.0

(据汪良谋,1990)

表 4.4.2 中国地震空区各项统计数据

研究地区	空区个数	空区震级	孕育时间	空区长轴 (km)	空区面积 (km^2)		研究者
					面积区间	平均面积	
华北地区	7个	>7	47—184年	438—840	1.20×10^5—3.32×10^5	1.67×10^5	汪良谋等
华北地区	7个	>7	几十到100多年	480—840	1.70×10^5—3.40×10^5	2.41×10^5	魏光兴等
华北地区	5个	>7	几到十几年	600—750	0.70×10^5—1.30×10^5	1.00×10^5	陈荣华等
南黄海	1个	6.3	21年	440	0.62×10^5	0.62×10^5	谢华章等
龙　陵	1个	7.3,7.4	10年	210	0.15×10^5	0.15×10^5	梁芬，1982
西南地区	4个	5.1—5.8	半年到1年多	80—100	3.1×10^3—5.2×10^3	4.0×10^3	梁芬，1982
西南地区	11个	>7	14—61年	390—720	0.60×10^5—2.11×10^5	1.29×10^5	汪良谋等
华北地区	4个	>7	几—几十年	350-490	6.3×10^4-1.47×10^5	1.04×10^5	Lu Yuanzhang 等
西部地区	3个	>7	几—几十年	360—400	3.9×10^4—7.2×10^4	6.1×10^4	Lu Yuanzhang 等
全国	9个	6—6.9	几—几十年	170—270	1.3×10^4—4.8×10^4	2.6×10^4	Lu Yuanzhang 等

(据汪良谋，1990)

(4)地震条带中"背景条带"亦可作为确定潜在震源区空间尺度和边界的依据。由于地

震条带大多为共轭条带，故可取共轭区的面积作为潜在震源区的尺度。据统计条带宽度为十几公里到几十公里，共轭区面积为几百到几千平方公里，平均为 2500km^2(表 4.4.3)。

(5)据孙武城等(1986)的研究成果，华北平原地区存在数条明显的地壳上地幔结构变异带。最大带宽约为 60km，中等带宽约为 20—30km，最窄带约为几公里到几十公里。

表 4.4.3　几次强震震前地震条带统计数据

地震地点	发震时间	震级	条带长度(km)	条带宽度(km)	条带方向	条带类型	共轭区面积(km^2)	备注
河北唐山	1976	7.8	210	40	北东	共轭	1400	
			400	35	北西			
辽宁海城	1975	7.3	195	30	北东	共轭	900	
			195	30	北西			
内蒙和林格尔	1976	6.2	100	18	北西	共轭	324	
			60	18	北东			
四川炉霍	1973	7.6	355	40	北西	单条		
四川松潘、平武	1976	7.2	540	47	北西	共轭	4465	
			480	95	北东			
云南永善、大关	1974	7.1	576	84	北西	共轭	6888	
			360	82	北东			
盐源、宁蒗	1976	6.7	279	57	北西	共轭	3192	
			250	56	北东			
云南中甸东南	1966	6.4	167	39	北西	共轭	1560	
			183	40	北东			
云南东川	1966	6.5	648	114	南北	单条		
云南龙陵	1976	7.4	240	57	北西	共轭	3249	
			240	57	北东			
云南普洱	1979	6.8	378	90	北东	单条		

(据汪良谋，1990)

卢造勋(1986)根据地震测深和重力资料得到辽南地区地壳结构模型。该模型给出下辽河平原和辽东湾地带为一宽约 90km 的上地幔隆起带，在隆起带的东侧，沿沈阳—营口一线为一宽约 20—40km 的局部凸起带，地壳厚度为 28—30km，比起两侧的地壳厚度减薄 5—8km。海城地震即发生在这个凸起带上。

(6)极震区范围

不同级别大小地震极震区范围，大致亦反映了该地震的震源尺度。这对于确定点源和线源范围不无参考价值。据统计，不同级别地震极震区范围大致如表 4.4.4 所列。

表 4.4.4 不同级别强震极震区尺度

震级范围	>8	$7\frac{1}{4}—7\frac{3}{4}$	$6\frac{3}{4}—7$	$6—\frac{1}{6}$	$5\frac{1}{2}—5$
极震区范围 (km²)	>452	314	254	113	113

(据汪良谋，1990)

(7) 余震分布范围

1966 年 3 月 8 日邢台地震以来 20 次 $M>6.0$ 地震的余震分布反映了地震震源破裂范围(表 4.4.5)。作为震源破裂尺度，它在某种意义反映了地震震源的空间尺度，这对于确定潜在震源尺度亦是可供参考的资料。

表 4.4.5 由余震分布范围确定的震源破裂尺度

发震日期 (年、月、日)	震中位置		震中地点	震级	震源深度 (km)	震源破裂尺度 (km)		破裂面积 (km²)
	北纬	东经				长	宽	
1966.3.8	37°21′	114°55′	河北隆尧东	6.8	10	90	30	2700
1966.3.22	37°30′	115°05′	河北宁晋东南	6.7	6	90	30	2700
1966.3.22	37°30′	115°06′	河北宁晋东南	7.2	9	90	30	2700
1969.7.18	38°12′	119°36′	渤海	7.4	35	73	51	3723
1970.1.5	24.0°	102.7°	云南通海	7.8	13	100	80	8000
1973.2.6	31°29′	100°32′	四川炉霍	7.6	11	158	48	7584
1974.5.11	28.2°	103.9°	云南昭通	7.1	14	20	10	200
1975.2.4	40.7°	122.7°	辽宁海城	7.3	16	70	20	1400
1976.5.29	24°37′	98°50′	云南龙陵	7.3	24	90	45	4050
1976.5.29	24°27′	98°52′	云南龙陵	7.4	21	90	45	4050
1976.5.31	24°12′	98°42′	云南潞西	6.5	17	92	40	3680
1976.7.28	39.6°	118.2°	河北唐山	7.8	22	140	50	7000
1976.7.28	39.6°	118.7°	河北滦县	7.1	22	65	40	2600
1976.8.16	32°37′	104.08°	四川松潘、平武	7.2	15	90	30	2700
1976.8.22	32.6°	104.4°	四川平武北	6.7	21	90	30	2700
1976.8.23	32°25′	104°12′	四川松潘、平武	7.2	23	90	30	2700
1976.11.7	27°27′	101°05′	四川盐源	6.7	21	40	20	800
1976.7.9	31°28′	119°16′	江苏溧阳	6.0	12	14	7	98
1981.1.24	30°57′	101°20′	四川道孚	6.9	12	40	20	800

2. 潜在震源区边界的确定依据

潜在震源区的边界应据划分潜在震源区的依据而定。如据地震空区划分潜在震源区，

则地震空区的边界就是潜在震源区的边界。如据剪切网络中的应变区和地震条带共轭区划分潜在震源区，则应变区和共轭区的边界就是潜在震源区的边界。

4.5 潜在震源类型

4.5.1 一般震源模型

1. 点源模型

基本上假定某一地区将来地震的发生地点和过去的地震发生地点相同，即原地重复发生。点源模型未来地震的发生率为

$$N'(M) = N(M) / T_b \tag{4.2.1}$$

式中，$N'(M)$是震级大于 M 的年发生数；$N(M)$ 为震级大于 M 地震数；T_b 是统计资料时间(单位：年)。

2. 线源模型

假定地震沿某一构造线或断裂带发生，线源上的地震发生率为：

$$N'(M) = N(M) / (T_b, L) \tag{4.2.2}$$

式中，L 表示线源长度；$N'(M)$ 表示了每单位长度震源上每年发生的地震数。线源可以根据地震地质特征确定，亦可根据地震分布统计确定。

3. 面源模型

假定地震发生于某区域范围内，其地震发生率为

$$N'(M) = N(M) / (T_b, A) \tag{4.2.3}$$

式中，A 为面源面积；$N'(M)$ 表示了单位面积源内每年发生的地震数。面源勾画和计算与点源模型相类似。对任一场地，一般选用以场地为中心，以可能产生 0.05g 峰值加速度或Ⅴ—Ⅵ级烈度地震为半径的范围。上述半径 200—300km 范围即大致与此相近。可把圆分成若干个弧形梯形区，而各区要有足够的资料进行合理的统计分析。

4. 条状源模型

这一模型是对线源模型的修正，不是假定地震发生于某一构造线或断裂线上，而是发生于沿某一构造线或断层的一个条状范围。

$$N'(M) = N(M) / (L \cdot W \cdot T_b) \tag{4.2.4}$$

式中，W 表示条状源的密度。

4.5.2 断层破裂模型所考虑震源模型

洪华生（1977）采用断层破裂模型时，考虑到一个地区内的断层体系资料可能有很大的不同，即从充分确定的断层到完全没有勘察过的断层。还有，从地质角度来看，断层体系可能有不同的定义，为了模拟所有的想象中的震源，提出三种理想化的震源类型：

(1) Ⅰ类震源（充分确定的断层线）：这个震源模型的长度、走向及相对于场地的位置是已知的。

(2) Ⅱ类震源（断层走向已知的面源）：对于此类震源模型，断层相对于场地的确切位

置是不知的，但断层主要走向是清楚的。当一个地区存在有许多走向相同的活动断裂，地震的发生又不是和每一条断层而是和一组断层相关时，或者具体断层位置不清楚，但是从地质构造上或其他地震地质背景上，地震发生的范围和可能的破裂方位或构造滑动方位大致肯定时，可以将其列为Ⅱ型面源。在实际计算中，Ⅱ型面源实为Ⅰ型线源的组合。

如果在有充分证据条件下确定这类面源的破裂有共轭特点，如华北地区可以视其为共轭破裂面源，作为单向破裂面源的补充。

(3)Ⅲ类震源（断层为未知的面源）：断层位置和走向都不确定，例如，在某些地区，有许多走向不明确的活断层或断层的位置和走向都完全不知道的地区，也就是在地质上研究程度极差，而又可能发生地震的地区，可以模拟为这类源。

4.6 潜在震源特征参数及其确定的基本方法

目前地震危险性概率分析是以泊松概率模型为基础。因此，表征潜在震源地震活动性的参数主要有三个：(1)上限震级，工程上有时称其为最大可信震级，它反映了潜在震源地震活动的最大强度；(2)震级-频度关系式中常数 b 或 β，($\beta=\ln 10b$)，它是潜在震源内大小地震比例关系的反映；(3)大于某一震级地震年平均发生率 v，它表征了潜在震源地震活动的平均频度或地震活动水平。这三个参数为表征潜在震源地震活动水平的地震活动性参数。以泊松概率模型为基础的现行地震危险性分析主要是建立在这三个主要参数可信基础上的，特别是其统计可信基础。因此，这些参数的确定，也是离不开统计意义的。所确定的参数是在某一个统计可信统计单元中进行。为了适应地震条件的相对独立性，大地震的前震和余震应尽可能不列入统计中。

4.6.1 震级上限的确定

确定潜在震源震级上限时，应综合考虑潜在震源区内历史地震的最大震级、潜在震源所在地震带历史地震最大震级、地震活动图像分析、断层活动和断层规模特点、潜在震源构造特征等因素。具体方法有：

(1) 类比法

应用不同级别地震发生的基本构造条件，通过构造类比，根据相同或相近构造条件，确定其可能发生的震级上限。

(2) 经验调整法

①历史地震调整法：即以历史记载最大震级为基础进行调整。在很多情况下，由于资料和其他原因所致，往往难以对一个潜在震源使用定量和半定量方法。另外，考虑到多种方法的限制，为了安全起见，可采用一种偏于保守的经验方法，即以历史地震记载中的最大震级加上 0.5 级来确定该潜在震源的上限震级。这种方法的最基本要求是有一定数量的历史地震记载。由于方法简单，且偏于保守，从工程安全角度出发，这一方法已被广泛地采用。在地震记载不完善或时间不长地区，应用时应慎重。

考虑到潜在震源的地震地质特征和强烈地震($M\geqslant 7.5$)发生地点的有限性，在实际使用历史地震最大震级调整法时，应作如下修改和限制：当潜在震源的历史地震记录的最大震级小于 7.0 时，原则上可以加 0.5 为该潜在震源的上限震级。但有些地区，历史记载比较

长且相对完整，并反映出地震活动特点，可沿用历史记载的最大震级或加小于 0.5 的适当值。当潜在震源的历史地震记载的最大震级已大于或等于 7.5 级时，应根据该潜在震源的地震地质背景决定是否要再加 0.5 级为上限震级。如果根据地震地质背景研究，从物理上判断该潜在震源不大可能有发生 $M>8.0$ 地震条件，则应限制 $M_u<8.0$。因为，据我国大陆地震特点，$M>8.0$ 地震发生的地点是有限的，且其地震地质背景相对也比较清楚。因此，对有较大历史地震记载的潜在震源，如 $M>7.0$ 的潜在震源，在确定其 M_u 时，应以地震地质背景为基础，不能盲目地增加。

②特征震级法：根据古地震事件或现代历史地震事件记载，首先确定该活动断裂带或潜在震源特征震级，因为特征震级和上限震级大致相差 0.5 级。因此，特征震级加 0.5 即可为该潜在震源区最大震级。

(3) 经验关系法

①地震活动层厚度法：谢巴林（1971）从能量累积受地震活动带大小制约出发提出

$$M \leqslant 4\ \lg H_S + 1.8$$

式中，H_S 为地震活动层厚度(km)。

②发震构造长度法：从畜能体角度，发震构造长度在一定程度上制约震级上限。若以一次地震所形成的错面或多个错面组合为准，华北地区发震构造长度与震级之间有表 4.6.1 近似关系。

表 4.6.1　发震构造长度与震级经验关系

震级上限	$8\frac{1}{2}$	8	$7\frac{1}{2}$	7	$6-6\frac{1}{2}$
发震构造长度(km)	200±	100—180	60—100	40—60	20—40

（据环文林等，1990）

③震级-破裂尺度法：根据震级和破裂尺度（长度、宽度、面积、位移或位移和长度之乘积等）之间经验关系，估算最大震级。在使用关系式时，应注意每个经验公式各破裂尺度的环境及其使用条件，最重要的要区分破裂尺度是代表震源破裂尺度还是地震地表破裂尺度。

④断层性质与震级上限法：表 4.6.2 列出全国断层性质与最大震级统计关系。从

表 4.6.2　全国断层性质与地震关系统计表

断层性质 / 百分比与 M_{max} / 地区	走滑断层		逆断层		正断层	
	所占百分比	M_{max}	所占百分比	M_{max}	所占百分比	M_{max}
中国及邻区	52%	$8\frac{1}{2}$	44%	$7\frac{1}{4}$	4%	6.9
华北地区	70.5%	7.8	7%	4.5	25%	7.1
西南地区	86%	7.9	8%	$6\frac{3}{4}$	6%	6.8
四川地区	84%	$7\frac{3}{4}$	11%	7.2	5%	6.8
东南沿海	63%	$7\frac{1}{2}$	13%	3.4	19%	4.6

（据环文林，1990）

表中可见，走滑断层最大震级可达 $8\frac{1}{2}$，而逆断层最大震级为 $7\frac{1}{4}$，正断层为 7.1，但由于地区构造活动特征的差异，也会带来不同的结果。以华北为例，正断层最大震级仍达 7.1，

但逆断层最大震级都小于 6.0（表 4.6.3）。

表 4.6.3 华北断层性质与各级地震关系统计表

震级范围 / 次数与百分比 / 断层性质	6.0—6.9		7.0—7.9		8.0—8.5		M_{max}
	次数	百分比(%)	次数	百分比(%)	次数	百分比(%)	
地滑断层	38	61	14	82	5	100	8.5
正断层	18	29	2	12			
其他	6	10	1	6			
各级地震总数	62		17		5		

（据环文林，1990）

(4) 地震活动分析法

①震级-频度法：根据震级-频度关系 $\lg N = a - bM$ 来确定震级 M：

$$M = (a - \lg N) / b$$

当式中 $\lg N = 0$ 时，M 为最大，$M = a / b$。应用这一关系时，完整的历史记载和足够的样本极为重要，而且是反映一个大的统计单元最大地震。根据有些人的研究（高孟潭，1987），它取决于统计单元的 b 值，在使用时宜加上 0.1—0.5 级震级，作为该单元上限震级。或者应用 N（M）图中所显示的稳定斜率，取 M 的渐近值或限定值作为阈限震级。

②Benioff 法：根据应变释放曲线，即 $E^{1/2}$ 沿时间累积图斜率给出平均释放率，来估算一定时间内等效的最大可信震级。

③地震矩率法：应用累积地震矩率图斜率给出平均释放地震矩率，估算一定时间内等效最大可信震级。

④极值法：应用极值渐近分布理论求取年最大震级分布函数。在给定发生概率 P 的条件下估算等效的最大可信地震。

⑤地震危险度法：Nuttli（1979）用下式求取最大震级 M_u：

$$M_u = \{a' - \ln[-\ln(1-R)]\} / b'$$

⑥应变能释放阶段：一次地震活动期内的地震活动是一次应变积累和释放的全过程。这一过程不同阶段应变能的释放形式和大小的差异，将控制着每个阶段最大能量的释放，从而可以估计每个阶段能量释放的最大震级，当然这一最大震级系指一个地震区或地震带。表 4.6.4 统计我国部分地震带不同能量释放阶段发生最大震级。

(5) 多因子综合判别法

波里索夫等（1977）认为，不能找到与最大震级呈单值联系的万能地质标志，因为地震发生在构造和发育特征完全不同的地区。显然，发震的地质环境是许多条件的综合，并且只能用若干地质标志作综合描述。可应用下式进行最大震级估计：

$$M_{max}=f(x_1,x_2,\cdots x_n)=Z\left[\sum_{i=1}^{N}\psi_i(x_i)\right]$$

式中，x_1，x_2，$\cdots x_n$ 是地质描述的特征参考数；ψ_i 和 Z 是所应求出的一维单调增长函数。

除了上述直接确定潜在震源 M_u 的方法外，在一些情况下，有必要据最大震级 M_u 的重复间隔对其进行校核，校核的方法大致如下：

①首先根据潜在震源最大可信地震概念，确定一个重复间隔阈限。当然要考虑工程地震危险性评价时工程本身的重要性。一般工程可采用几百年间隔，重要工程可采用几千年间隔，特殊工程可采用几千年到万年的重复间隔。

表 4.6.4　全国部分地震带四个阶段最大地震震级统计表

地震带	应变积累阶段 M_{max}	加速释放阶段 M_{max}	大释放阶段 M_{max}	剩余释放阶段 M_{max}	备　注
郯　庐	5	7	$8\frac{1}{2}$	5	
河北平原	$5\frac{1}{4}$	$6\frac{1}{2}$	8	$6\frac{1}{2}$	两个活动期
	$5\frac{1}{2}$	$7\frac{1}{2}$	7.8		
燕　山	$6\frac{1}{2}$	7	8	$6\frac{3}{4}$	两个活动期
	$5\frac{1}{2}$	$7\frac{1}{2}$	7.8		
山　西	$6\frac{1}{2}$	$6\frac{1}{2}$	8	$6\frac{1}{2}$	两个活动期
	$5\frac{3}{4}$	7	$7\frac{1}{2}$	$6\frac{3}{4}$	
渭　河	5	7	8	$5\frac{1}{2}$	
银　川	$6\frac{1}{2}$	$7\frac{1}{2}$	8	$5\frac{1}{2}$	
六盘山	$6\frac{1}{2}$	7	$8\frac{1}{2}$	$5\frac{1}{4}$	
河西走廊	5	$6\frac{3}{4}$	8	6	
滇　东	$5\frac{1}{2}$	$6\frac{3}{4}$	8	5	两个活动期
	$4\frac{3}{4}$	$6\frac{3}{4}$	7.7	5.7	
西藏中部	$6\frac{1}{4}$	7	8	$6\frac{1}{2}$	
东南沿海	6	7	8	5	
天水兰州	$6\frac{1}{4}$	$6\frac{4}{4}$	$7\frac{1}{2}$	$6\frac{1}{2}$	
武都马边	$5\frac{1}{2}$	$6\frac{1}{2}$	$7\frac{1}{2}$		

②根据潜在震源参数 b 值和年均发生率估算上限震级 M_u 的再现周期时，可采用以下公式：

$$\lg V_i=a'-b_i\ (M_i-M_0)$$

式中，V_i表示某潜在震源大于等于M_0地震年均发生率；b_i表示相应潜在震源b值；a'表示一个常数，其物理表达式为：

$$a' = a - \lg Y$$

上式之值a'是频度曲线截距a减去资料统计年限Y（单位为年）的数值。实际上为年均频度曲线的截距。

③对求出M_u的重复间隔和实际重复间隔进行对比校核（表4.6.5）。

表4.6.5 潜在震源上限震级复发周期表

潜在震源编号	M_u	复发周期(a)	
		据震级-频度关系	据潜在震源年均发生率
1	7.0	820	820
2	8.0	1947	1202
3	6.25	600	699
4	6.25	600	785
5	7.0	972	1202
6	8.0	1947	1047
7	6.5	570	489
8	8.0	1947	5888

4.6.2 b值的确定

b值或β值（$\beta = b\ln 10$）在地震危险性分析中有两种作用。其一是确定潜在震源有效震级范围的分布密度，根据震级-频度关系，可以得到地震震级的概率分布函数；其二是确定各震级的年平均发生率。在其他参数不变的条件下，其对最终地震危险性评定的具体影响是：当潜在震源b值增高，其危险性相对下降，当b值下降时，危险性有可能增高，这是因为大震危险性影响之故。b值或β值的一般数学含义是：

$$\lg N(M) = a - bM$$

$$\ln N(M) = \alpha - \beta M$$

因此，b和β是震级—频度曲线的斜率。一般来说，以现代记录为基础而得到的b值比以历史地震为基础而得到的b值高，前者一般大于0.8—0.9，而后者一般在0.5—0.6左右，这是因为后者对小震遗漏较多所致。对于一个完整的地震活动期，不同地震活动阶段同样会出现不同的b值。因此，确定潜在震源b值时，也是以大的统计单元为基础，而不是以每个具体的潜在震源为基础。故在确定潜在震源的b值时，一般要求是：

(1) 有一个适当的、较大的范围，一般以具有地震活动的一致性和相关性的统计地震区或带为好；

(2) 要有相对完整的地震记录，以保证统计的地震数据及相应的震级有足够样本，并考虑被统计的样本数据所覆盖的时段和震级域有足够可信度。一般以一个完整的地震活动周期资料为好，虽然，在同一个地震活动周期中，不同阶段的b值也会有所差别。除非经深入研究能对未来的地震趋势作出精确的预测，根据这一预测来选用b值，否则，应以一

个完整地震活动周期的平均 b 值来反映潜在震源的特征比较合适。所谓一个地震活动周期，包括从应变积累到剩余应变释放 4 个阶段，如果不能作到这一点，可考虑跨越几个（一般在 3 个以上）强度释放周期，如果出现 300 年一个周期，则可选用近 1000 年的地震资料。

统计单元的 b 值即为该统计单元中各个潜在震源的 b 值。

4.6.3 年平均发生率 v

1. 震级下限及其确定

在地震危险性分析中，规定一个下限震级，从而在保证一定计算精度前题下大大地节约计算机时。确定震级下限的原则是：

(1) 对工程影响，一般以震级等于 4.0—4.5 级为宜。

(2) 保证工程地震危险性计算结果稳定：一般要求烈度大于或等于Ⅳ—Ⅴ度；峰值加速度大于或等于 0.05（$10m/s^2$）。这样下限震级也定在 4.0 以上。

(3) 历史记录状况：在无仪器地震记录时代，历史地震是以史料为基础的。对于较小震级地震，史料相对较少，或者限于一个很小的地域范围。这样，对于一个相对较大的区域来说，由于历史文化和人口因素，大地震有相对平衡的详细史料可查；而对于较小地震，其史料的详细程度就有很大差别，因而在以史料为基础的地震目录中，遗漏小地震的可能性很大，例如，$M<5$ 级地震等等。在这种情况下，为了资料的完整性，规定一个下限，从而使历史记载有一个相对统一的要求。在有些情况下，由历史资料所确定的下限震级偏高时，为了保证对工程安全和计算精度不致有大的影响，可以由参照震级-频度关系计算出下限震级个数。在我国的具体情况下，一般规定 $4\frac{3}{4}$为潜在震源计算震级的下限。这样，在考虑潜在震源年平均发生率时，一般以大于该下限震级地震数据为准。为方便起见，一般叫做潜在震源的地震年发生率。

潜在震源地震年发生率在物理上反映了该潜在震源地震平均活动水平。一般来说，年平均发生率高，其地震平均活动水平亦高。在地震危险性分析中，在其他地震活动性参数不变情况下，潜在震源的年平均发生率增高，则其地震危险性也越高。相反，则降低。

2. 年均发生率 v 确定

潜在震源年均发生率包括两个方面，其一是大于和等于某一震级下限 M_0 年均发生率；其二是不同震级挡次年均发生率。这两个参数，都是基于泊松模型分析而需要的地震活动性参数。地震年均发生率确定主要根据历史地震的记载资料，个别情况下以地质资料和地震资料相结合来确定。

以历史地震记载资料为基础确定大于和等于下限震级 M_0 的年均发生率 v 时，主要从三个方面进行：

1)以历史上大于等于 M_0 地震级数。一般以地震简目为基础。这种方法最大问题是历史记载遗漏，特别是较小震级遗漏导致 v 值偏小。一般不宜采用。

2)由历史地震资料进行震级-频度曲线拟合。根据震级-频度关系：

$$\lg N=a-b\ (M-M_0)\pm\sigma \qquad M_u>M>M_0$$

$$N(M_0)=10^{a+\sigma}$$

所以 $$v=10^{a+\sigma}/t$$

式中，t 为地震统计时段。这一方法对用相对完整的大震级推导小震级是可行的。可以弥补小震级的遗漏。使用时应考虑标准差，以提高其概率可信水平。一般取 σ 为正。对于正态分布，一个标准差，相当于不超过概率 84%。

(3) 根据仪器记录。对地震台网具有一定控制能力，且有一定时间长度记录的地区，可以对年均发生率进行校核。

事实上，对一个地区大于等于 M_0 地震年均发生率，在可能条件下，以上述三种方法相互校核，确定出相对可信的数值。

上述三种方法，一般来说是对一个完整的统计区而言的。但对于某些地段，即在场地某一段，则可采用如下方法：

(1) 在 b 值确定条件下，根据该段历史地震数，由震级-频度关系式反推 a，从而求出相应年均发生率 v。

(2) 根据地震台网记录计算出大于等于 M_0 年均发生率。

对比两个结果，最后确定相对可信 v。在下辽河油田地震小区划研究中（蒋溥等，1989)，我们是采用采用这一方法。

3. 断裂带年均发生率

对于一个断裂带，根据地质和地震资料来确定年均发生率 v。

$$v=\frac{S_R\mu A_0(C_2-b)}{M_0(M_u)b}\left[10^{b(M_u-M)}\right]$$

式中，

$$S_R=\frac{1}{\mu A_0}\int_{-\infty}^{M_u}M_0(M)|\mathrm{d}N(M)|$$

$$M_0(M)=10^{C_1+C_2M}$$

$$S_R=\frac{b}{(C_2-b)\mu A_0}10^a\left[M_0(M_u)10^{-bM_u}\right]$$

这里，S_R 为断层年滑移速率；μ 是断层介质剪切模量，一般取 10^{10}Pa；A_0 为断层总面积，其值为断层长度乘以宽度；M_0 为地震矩；M_u 为断裂带震级上限；$M_0(M_u)$为相应于 M_u 的地震矩；a，b 为震级-频度关系常数；C_1，C_2 为地震矩和震级之间经验关系常数。据加里福尼亚地区 167 个($2.0<M_L<6.8$)地震记录分析，$C_1=16.30$，$C_2=1.41$，标准差为 0.42，相关系数为 0.95(Campbell,1980)。我国资料可参见表 4.6.6。

表 4.6.6　我国几个主要地区经验常数 C_1 和 C_2

地　区	C_1	C_2
南北地震带	1.09	18.6
台湾地区	0.94	19.8
东部地区	0.71	21.1
西部地区	0.97	19.6
西藏地区	1.17	18.6

4. 震级档级年发生率

当按震级分档时，统计单元内的 M_j 档级地震年均发生率可以写成[1]：

$$v_{mj}=\frac{2v\exp[-\beta(M_j-M_1)]\mathrm{Sh}(\frac{1}{2}\beta\Delta M)}{1-\exp[-\beta(M_u-M_1)}$$

式中，$\beta=b\ln10$；b 为该带地震累积频度关系式中常数 b；$\mathrm{Sh}(\frac{1}{2}\beta\Delta M)$为以$\frac{1}{2}\beta\Delta M$为变量的正弦双曲函数；$M_u$ 为该地震带中震级上限；M_1 为起算震级；ΔM 为震级分档间隔，一般可取 0.5 级；M_j 为分档间隔中心对应的震级值。

---

1 华北区划编图工作组，1987，华北区划工作汇报提纲。

第5章 地震危险性估算

一个具体场地的地震危险性主要来自两个方面：一是周围地震带、地震区或潜在震源等发生地震时对场地的影响；二是场地本身的地震危险性。因此，场地地震危险性估算主要涉及下列三个主要问题：

(1) 场地及其周围（一般200—300km为半径的范围，特殊情况下可扩至400km以外范围）震源确定和地震活动性的估计。

(2) 场地周围烈度或地震动传播衰减特征。即确定烈度或地震动与震级、震中（或震源，发震断层等）距之间的理论或经验关系。

(3) 采用适当的模型定量估计场地的地震危险性。

场地地震危险性估算主要采用两种方法：

(1) 定数法，或叫确定性地震危险性估算法：到目前为止，大多数地震危险性估算，包括基本烈度确定和有关抗震规定，都采用定数法评定地震危险性。大多数管理机构需用定数法来鉴定主要工程结构。美国核管理委员会、加里福尼亚矿山地质部、美国开垦局及美国工程兵条例都采用定数法(Slemmons,1981)。鉴定标准或准则一般都用地质年代或断层活动程度、设计地震动（加速度、速度、位移、谱特征等）等定量特征或特定的地质背景来描述。我国现行抗震规范中有关规定，尤其是关于地震、场地和场地液化判别等方面的规定，原则上多属定数法范围。概括来说，定数法是用单一的数字来描述每个独立变量或不独立变量，用一定值来构成关系式，其结果一般用单一的型式来表示。

在场地地震危险性估算中，定数法还是主要方法之一。尤其对于重大工程和特殊工程，如在核电设施地震安全评定中，定数法是主要估算方法之一。原则上，这一方法是用一系列定量的、半定量的关系，其中包括理论和经验的关系，如地震危险性圈定，烈度、震级、距离关系，断裂带或构造带最大震级确定，烈度和地震动参数关系等，最终给出场地地震危险性的唯一描述。如场地基本烈度、场地设计峰值加速度和反应谱等。

(2) 概率法：概率法是对定数法而言的，它是以“超越概率”来表示场地的地震危险性。一般称此方法为地震危险性分析或地震危险性概率分析法。

概率法是针对定数法而言的，其基本出发点是考虑到如下一些因素：

① 就目前水平，人们对地震的认识和预测尚不能达到准确的程度。同样，对地震危险性的估计，由于种种原因，其中包括各种经验的和理论的模型、关系式、判别指标等等，都存在着不确定性。因此，对地震来说，从其发生的时间、空间和强度及其影响来说，尚不能达到作为确定性事件来处理，而是把其当作随机事件来处理，并对各种不定性进行适当校正也许更具合理性。

② 为减轻地震灾害而进行的场地地震危险性估算，一方面要使工程设计安全，但亦要考虑其经济效益。这里也包括不同工程有不同的设计、设防要求和标准。地震，作为一个有危险的事件，其大小固然直接关系到结构安全的评定，但也有必要根据大地震低频度（低概率）和小地震高频度（高概率）特点，根据具体情况采用不同的风险度标准，从而

做到建筑物"小震不坏，中震可修，大震不倒"。以概率的方式提供场地地震危险性，从而给工程师们决策和选择留有余地。

概率法评定地震危险性的特征是用概率模型表示不确定性，概率模型根据固有的偏差或不完善的知识估计不确定性的来源。它不仅给出场地地震危险性而且亦给出危险性的大小（概率）。

在场地地震危险性估算中，定数法和概率法虽有其不同，但是，无论采用那种方法，场地地震危险性估算水平的高低，主要还是决定于地震预测预报水平的提高，决定于地震地质等基础研究的突破。概率法可以克服定数法中的一些不足，但决不意味着地震危险性预测水平的提高。作为一种评价方法，尤其对工程的使用和社会经济效益的提高，概率法较定数法有更多可取之处。但是，在很多情况下，在对地震危险性评定时，很多的问题概率法也是无能为力的。尤其是少地震的地区，往往不能满足概率分析所需要的基本样本参数。因此，在实际的场地地震危险性评价中，概率法和定数法应结合起来。

5.1　地震危险性估算确定性方法

5.1.1　构造地震法

构造地震法是确定性地震危险估算主要方法之一。其基础是通过构造活动性分析和构造类比，划分出具有相同地震活动水平的构造区或构造省，包括危险区、潜在震源等，并考虑其对工程场地可能导致的最大影响。其基本要点可以概括下：

(1) 根据对场地及其周围构造活动、断裂活动，地震活动及其构造力学条件和成因机制等地震地质环境分析研究，划分地震区带。研究每个区带内强震发生背景及区带活动性差异，划分出具有同一地震活动水平的地震构造区域，划分出地震危险区或潜在震源；

(2) 通过地震区带内地震时空分析和构造类比，在详细研究危险区或潜在震源地震地质特征条件下，确定其某一给定时间内地震危险性或最大可信地震震级；

(3) 根据地震活动特点和震源构造特点，确定震源类型（点源、线源或其它类型源）和震源深度；

(4) 建立或选用适合于本地区地震烈度或地震动衰减公式；

(5) 以危险区或潜在震源距场地最短的距离和相应震级，计算场地影响烈度或地震动参数；

(6) 根据计算结果，择其最大值为场地地震动；

(7) 根据已有地震动优势周期和持续时间公式，计算出场地优势周期和持续时间。在必要时可根据谱的衰减公式，计算出工程场地地震反应谱。

5.1.2　历史地震法

历史地震法是从历史地震的重现这一基本观点出发，根据历史地震活动的基本特点，确定对工程场地最大可能的地震影响。其基本要点如下：

(1) 根据历史地震记载或仪器记录，确定出工程场地及临近地区历史地震的确切位置、震级、震中烈度、震源深度等参数。

(2) 应用烈度法和震级法分别计算出工程场地地震动有关参数。

① 烈度法：当地震是用震中烈度表征时采用烈度方法。选用适合于工程地区或根据烈度资料拟合出本地区烈度衰减公式，计算出工程场地每次地震的影响烈度，择其最大烈度为其工程最大烈度。再根据工程场地烈度适当转换方法，估算出场地地震动。

② 震级法：当地震是用震级表征时采用震级法。根据震源区震级大小，应用地震动震级和震源距（或震中距）关系式，计算出工程场地可能的地震参数。

(3) 对烈度法和震级法结果进行对比评估，根据工程要求择其最大或综合确定之。

(4) 由于历史地震记载的不完备性而导致不足以计算或不足以相信时，则需要考虑工程场地地震地质环境特征，对计算结果进行可信性评估，在评估基础上进行必要调整，以确定出符合工程安全要求的地震动参数。

5.1.3 简单统计法

简单统计法亦是建立在历史地震重演的基础上的。但它是通过较为简单统计分析，来估计场地最大地震影响的。其要点如下：

(1) 和历史地震法一样，完成步骤(1)和(2)。

(2) 对计算结果进行统计分析得出给定值 y（烈度或地震动）的事件的年发生率：

$$V(Y)=N(y)/T$$

式中，$N(y)$ 为 Y 超过 y 的事件发生次数；T 为历史地震跨越的时间（年）。则在 t 年内场地 Y 超过 y 的事件发生次数为：

$$N(Y, t)=V(y)\,t$$

借助 Gutenberg-Richter 震级-频度关系，在对数坐标上 $N(y, t)$ 和 y 的关系可以写成

$$\lg N(y, t)=a-by$$

式中，a 和 b 为统计常数。

(3) 给定 t，令 $N(Y, t)=1$，则可以得到相应的 Y_t 值。这里 Y_t 表示未来 t 年内可望发生一次的地震动参数。在实际应用中，首先作出 y 的频度曲线，横坐标表示 y，纵坐标表示符合选定 y 的次数对该段时间内发生地震的总数比。并用一条光滑曲线来拟合频度曲线得到总体的概率密度函数 $P(y)$。考虑到实际发生大地震的机率较小，可用指数分布函数：

$$P(y)=\frac{1}{b}e^{-\frac{y}{b}}$$

或泊松分布函数

$$P(y)=e^{-b}\frac{b^y}{y}$$

作为概率密度函数。式中，b 为 y 的预测值。

在采用指数分布函数条件下，大于 y 的事件的概率 $P(Y>y)$ 为

$$P(Y>y)=\int_y^{\infty}\frac{1}{b}e^{-\frac{Y}{b}}dy=e^{-\frac{y}{b}}$$

为方便，用 $E(Y>y)$ 取代 $P(Y>y)$，假定发生在 1 年中的地震事件平均数为 N，

则在 1 年中出现 $E(Y>y)$ 的预测值是 $N_1P(Y>y)$，t 年的预测值为

$$\lambda(t,y)=N_1tP(Y>y)=N_1te^{-\frac{y}{b}}$$

式中，$\lambda(t,y)$表示在 t 年中 $E(Y>y)$ 出现次数的预测值。

(4)对上述结果同样应根据历史地震资料的完整性，进行必要可信度论证，并和工程场地地震地质环境进行综合评估，在此基础上，进行必要调整以满足工程地震动的需要。

5.1.4 场地影响烈度统计分析

场地的震害史和影响烈度，是评价该场地地震危险性组成部分之一。根据场地震害记载和推算的影响烈度的统计分析，可以估算出该场地不同重现期所对应的烈度，从而为抗震设防提供以影响烈度为基础的地震危险性。它亦是一种简单统计法。下面以极植统计为例概括场地影响烈度统计分析要点。

(1) 建立工程场地地震影响烈度目录。选用适当的烈度平均轴衰减公式，计算出一定范围内破坏性地震对该场地造成的影响烈度。为了保证有一定的样本，可考虑以有感烈度（Ⅲ或Ⅳ度）为最低阈限，凡达到这一阈限影响烈度地震均应计算在内。对场地影响烈度资料（计算的和实际记录的）分析其不同影响烈度的频次分布和时间分布，考虑其可信度。

(2) 设 $G(i)$ 为场地影响烈度的极值分布函数，其中 i 代表 1 年内场地影响烈度的极大值，其物理意义为场地影响烈度在 1 年内不超过值 i 的概率的大小。极值分布函数为：

$$G(i)=\exp\left[-(\exp\left[-\beta(i-\mu)\right]\{1-\exp\left[-\beta(i_2-i)\right]\})\right] \tag{5.1.1}$$

式中，β、μ 为统计常数；i_2 为场地影响烈度上限值。

场地影响烈度平均重现周期定义为

$$T(i)=\frac{1}{1-G(i)} \tag{5.1.2}$$

式中，$T(i)$ 表示场地影响烈度平均 $T(i)$ 年被超越 i 一次。

场地地震影响烈度的平均重现期 T 与其相应的烈度值 i 的关系为

$$i=u-\frac{1}{\beta}\ln\left[-\ln(1-\frac{1}{T})+\exp(-\beta(i_2-u))\right] \tag{5.1.3}$$

设所采用的资料段年限为 N 年，每年选取一个最大的影响烈度值，并按递增顺序排列：

$$i_1<i_2<\cdots<i_l<\cdots<i_n$$

则第 l 位的影响烈度极值为一顺序统计量，它的分布函数为 $G(i_l)$。Gringorten（1978）极出 $G(i_l)$ 的估计值为

$$G(i_l)=\frac{l-0.44}{n+0.12} \qquad l=1,2,\cdots,n \tag{5.1.4}$$

(3) 应用上述各式和影响烈度目录，作出场地影响烈度极值分布函数曲线和平均重现期曲线。为了和目前基本烈度的重现期相对应，可考虑以 500a 重现期的影响烈度作为场地基本地震危险烈度。

有关极值统计原理和方法，可参见第四章。

5.2　地震危险性概率分析

未来地震发生时间、地点、震级都是随机变量，因而在工程场地产生的烈度或其他参数，如峰值加速度等也都是随机变量。工程场地抗震设计需要的参数不可能以确定形式给出，而只能以带有一定概率水平的方式给出。地震危险性分析的概率方法就是对未来发震的地点、时间、震级的概率分析函数作出假设，结合潜在震源与场地的相对位置、震源模式、衰减公式等计算出场地在未来一段时间内有一定概率水平的烈度或峰值加速度及反应谱等地震动参数。利用同样原理，也可对场地位错及地震液化等地震地质灾害进行概率估算。

无论康奈尔模型、洪华生模型，还是贝叶斯模型等，都遵循相同的思路。因此，本节先给出各种概率模型建立的共同步骤，然后分别介绍各种模型。

5.2.1　地震危险性概率分析的基本思路

场地的地面运动特征可用烈度 I、峰值 Y、功率谱密度函数 S 等表示。反映场地地面运动参数与震中距或震源距 R 和震级 M 关系的衰减公式为：

$$I = C_1 + C_2 M - C_3 \ln(R + C_4) \tag{5.2.1}$$

或

$$Y = b_1 e^{b_2 M}(R + b_4)^{-b_3}$$

这里，C_i 和 b_i 是地区性系数。为叙述方便起见，在本节中先用烈度 I 作为场地危险性的度量。

对工程场地潜在的未来地面运动的分析可分成两部分。首先，假定邻区发生一次地震，它在给定线源和面源上是随机分布的，它的震级也是随机的，不考虑时间因康，计算由这样一次地震在场地引起的烈度或峰值加速度。然后考虑这样的地震是在时间上随机发生的，并且可能是多次发生的。

1. 在一个潜在震源区发生一次地震

假定在潜在震源区某处发生一次震级为 M 的地震，它与场地的距离为 r，则它在场地引起的烈度 I 大于某特定烈度的概率 $P[I > i|E_{r,m}]$，可根据衰减公式得到。

然而地震可能在一个线源或面源的任意处发生，因此需要考虑在震源上发生 M 级地震的地点分布。假定它的分布函数为 $F_R(r)$，密度函数为 $f_R(r)$，且都为均匀分布，则场地烈度 I 大于 i 的概率应为：

$$P[I > i|E_m] = \int_{r_1}^{r_2} P[I > i|E_{r,m}] f_R(r) \mathrm{d}r \tag{5.2.2}$$

再进一步，地震的震级又是随机的，它服从一定的概率分布，如果找到震级的概率分布为 $F_M(m)$，其概率密度函数为 $f_M(m)$，则有：

$$P[I > i] = \int_{m_0}^{m_u} P[I > i|E_m] f_M(m) \mathrm{d}m \tag{5.2.3}$$

根据 Richter 公式求得 $F_M(m)$。Richter 公式建立了震级大于 m 的地震个数与震级关系为：

$$\lg N(m) = p - qm \tag{5.2.4}$$

或

$$\ln N(m) = \alpha - \beta m$$

假定工程感兴趣的最小震级是 m_0，震源可能发生的最大震级是 m_u，则震级分布函数是：

$$F_M(m) = P[M < m | m_0 \leqslant m \leqslant m_u] = K_{m1}[1 - e^{-\beta(m - m_0)}] \tag{5.2.5}$$

其中

$$K_{m1} = [1 - e^{-\beta(m_u - m_0)}]^{-1}$$

2. 地震的随机发生

一般来说，在未来 t 年该潜在震源发生地震个数 N 是随机变量。通常假定此随机变量满足均值为 $t\nu$ 的泊松分布，ν 是震源的地震年平均发生率。这种假定是合理的，因为它满足泊松分布的三个条件，即空间独立性、时间独立性、在同一时间同一地点发生两个地震的概率为零。

如果 N 与未来地震的大小及位置无关，令 N_i 是使场地烈度 I 大于给定烈度 I 的地震次数。则 N_i 的概率分布是：

$$P[N_i = n] = \frac{(P_i \nu t)^n e^{-P_i \nu t}}{n!} \tag{5.2.6}$$

其中，$P_i = P[I > i]$。P_i 可从式 5.2.3 得到。

在工程设计中最关心的是场地最大地面运动的概率分布，例如最大烈度 I_{max}，最大峰值加速度 Y_{max}。在时间 t 年内发生地震次数 N 是随机的，于是：

$$P[I_{max} < i] = P[\text{没有地震使 } I > i] = P[N_i = 0]$$

又

$$P[N_i = 0] = \exp(-tP_i) \tag{5.2.7}$$

然而，I_{max} 满足的分布函数 $F_{I_{max}}(i)$ 为

$$F_{I_{max}}(i) = P[I_{max} \leqslant i] = \exp[-\nu t P_i]$$

则

$$P[I_{max} > i] = 1 - F_{I_{max}}(i) \cong \nu t P_i \tag{5.2.8}$$

$P[I_{max} > i]$ 是 t 年内最大烈度大于指定烈度 i 的超越概率。如果令 $t = 1$，则一年内场地最大烈度大于指定烈度 i 的概率，即年超越概率是：

$$P[I_{max} > i]_{1\text{年}} = 1 - F_{I_{max}}(i)\Big|_{t=1} = 1 - \exp(-\nu P_i) \cong \nu P_i$$

与烈度 i 相对应的重现周期 T_i 为：

$$T_i = \frac{1}{\nu P_i} \tag{5.2.9}$$

3. 多个震源的作用

一般来说，某场地周围存有 n 个独立的震源。假定第 j 个震源的平均发生率为 ν_j，则按公式 5.2.7 可得到第 j 个震源产生的场地最大烈度 I_{max} 的分布函数是 $F^j_{I_{max}}(i) = \exp[-\nu_j t P^j_i]$。利用全概率公式，$n$ 个震源的共同作用在场地产生的 I_{max} 分布函数

是：

$$F_{I_{\max}}(i)=\prod_{j=1,n}F^{j}_{I_{\max}}(i)=\exp[-\sum_{j=1}^{n}v_j P^{j}_{i}t]$$

令$t=1$，最大烈度年超越概率为：

$$P[I_{\max}>i]=1-F_{I_{\max}}(i)=1-\exp[-\sum_{j=1}^{n}v_j P^{j}_{i}]\cong\sum_{j=1}^{n}v_j P^{j}_{i} \tag{5.2.10}$$

相应的重视周期：

$$T_i=\frac{1}{\sum_{j=1}^{n}v_j P^{j}_{i}}。 \tag{5.2.11}$$

4. 其他场地参数的处理

常用的场地参数有加速度或速度、位移。它们的衰减公式形式为：

$$Y=b_1 e^{b_2 M}(R+b_4)^{-b_3} \tag{5.2.12}$$

如果对此式两边取对数，可得到：

$$\ln Y=\ln b_1+b_2 M-b_3\ln(R+b_4) \tag{5.2.13}$$

如果将 $\ln Y$ 看作类似烈度的量，则前面对烈度公式的推导过程都可用在这里。

5.2.2 康奈尔模型

康奈尔是最早将地震概率模型引入场地地震危险性评价的。他于 1968 年提出的模型(Cornell, 1968)至今仍是其它多种模型的基础。他的方法是以地面运动参数与地震平均重复周期的关系表示地震危险性。

当确定了某场地的潜在震源区后，首先将它们分为点源、面源或线源，并确定每个源的平均地震活动性参数。然后计算每个震源对场地影响，即 $P[I>i]$。最后得到各个震源综合作用产生的年超越概率 $P[I_{\max}>i]_{1年}$及重现周期 T_i。由于年超越概率和重现周期的计算对于类型不同的源没有差别，本小节只是分别就点、线、面源给出计算 $P[I>i]$的公式。

1. 点　源

场地与震源的几何关系如图 5.2.1 所示。h 是震源深度；r_0 是震源离场地的距离；$d=\sqrt{r_0{}^2-h^2}$ 是震中与场地的距离。

衰减公式是

$$I=C_1+C_2 M-C_3\ \ln R \tag{5.2.14}$$

式中，R 是震源距。

假定地震震源是点源，释放的总能量集中在一点上，则只有当震源处发生地震的震级 M 大于 $m=(i+C_3\ln r_0+C_1)/C_2$ 时，场地的烈度才会大于 i，

即

$$P[I>i|R=r_0]=P[M>m]$$

又，由分布函数定义，有

$$P[M>m]=1-F_M(m)$$

所以，从式 5.2.5 可得到：

$$P[I>i|R=r_0]=(1-K_{m1})+K_{m1}\cdot C\cdot r_0^{-\beta C_3/C_2}\cdot e^{-\beta i/C_2} \tag{5.2.15}$$

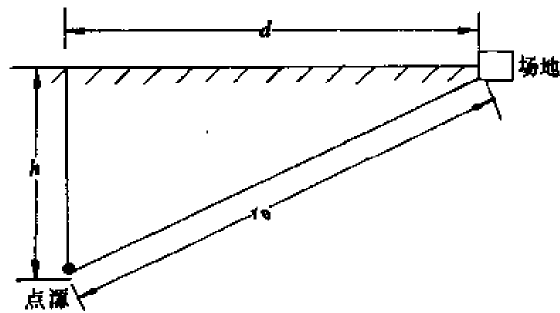


图 5.2.1　点源模型示意图

其中，$C=e^{-\beta C_1/C_2}\cdot e^{\beta m_0}$，因为考虑的震源是点源，震源距的密度分布函数为：

$$f_R(r)=\begin{cases}1 & r=r_0\\ 0 & r\neq r_0\end{cases}$$

所以，$P[I>i]=\int_{震源}P[I>i|R=r]f_R(r)\mathrm{d}r=P[I>i|R=r_0]$

$$=(1-K_{m1})+K_{m1}\cdot C\cdot G\cdot e^{-\beta_i/C_2} \tag{5.2.16}$$

其中，$G=r_0^{-\beta C_3/C_2}$，是一个只与几何因素有关的量，称为几何因子。

线源和面源都可以看成是很多点源组成的，因此求解线源和面源的地震危险性可归结为点源的情况。这样处理从编制计算程序角度看是方便的。

2. 线　　源

线源的几何形状及其与场地的关系表示在图 5.2.2 中。Δ 是场地离开震中的距离，h 是断层深度，l 是断层长度。假定场地相对于断层是对称的，在平面 ABD 内，场地到断层最短距离为$d=\sqrt{h^2+\Delta^2}$。如果未来地震发生在断层上任一点，它离开 B 点距离为 X，震源距$R=\sqrt{d^2+X^2}$，$R_0=\sqrt{d^2+\left(\frac{l}{2}\right)^2}$。

衰减公式为　　$I=C_1+C_2M-C_3\ln R$

不考虑震级上限，震级累积分布函数为　$F_M(m)=e^{-\beta(m-m_0)}$，m_0 是最小震级。则

$$P[I>i|R=r]=1-F_M\left(\frac{i+C_3\ln r+C_1}{C_2}\right)=C\cdot r^{-\beta C_3/C_2}\cdot e^{-\beta_i/C_2},$$

$$C=e^{-\beta C_1/C_2}\cdot e^{\beta m_0} \tag{5.2.17}$$

假定地震沿断层线均匀分布，即发生在每处的可能性一样，则震源距离密度分布函数 $f_R(r)$为

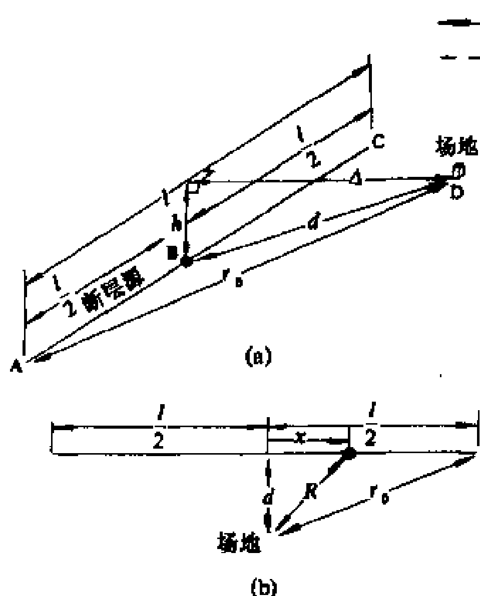
$$f_R(r)=\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}r}F_R(r)=\frac{2r}{l\sqrt{r^2-d^2}}\qquad d\leqslant r\leqslant r_0$$

从而

$$P[I>i]=\int_d^{r_0} P[\,I>i|R=r]f_R(r)\mathrm{d}r=\frac{1}{l}CGe^{-\beta_i/C_2} \tag{5.2.18}$$

其中，几何因子 $G=2\int_d^{r_0}\frac{\mathrm{d}r}{r^{v}\sqrt{r^2-d^2}}=\frac{2}{d^{v}}\int_0^{s^{-1}[r_0/d]}(\cos u)^{v-1}\mathrm{d}u$ (5.2.19)

$$v=\beta\frac{C_3}{C_2}-1$$



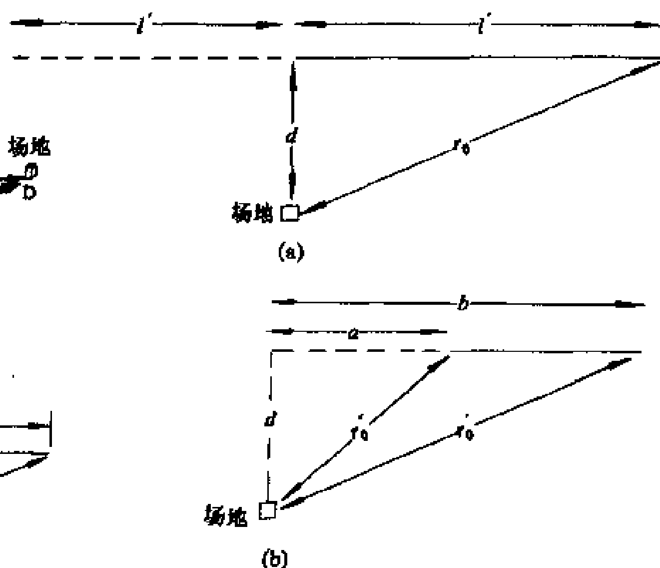


图 5.2.2 线源模型

(a) 第一种情况；(b) 第二种情况

图 5.2.3 线源一般情况

(a) 第一种情况；(b) 第二种情况

一般情况下，线源与场地的相对位置并非是前面假定的对称情况，它不外乎图 5.2.3 所示的两种情况。第一种情况，G 为公式 5.2.19 所示的 G 值的二分之一；第二种情况，$G=\frac{1}{2}[G'-G'']$，G'和 G''为在式 5.2.19 中用 r'_0 和 r''_0 代替 r_0 得到的 G 值。

3. 面　源

当不能明确指出潜在震源区中断层的确切位置时，用面源将它假定为围绕场地的环形区，环形区离开场地越近，危险性越大，此区内地震活动是均匀的。几何形状如图 5.2.4 所示，图 5.2.4a 是一个完整的圆环，图 5.2.4b 是不完整的。$P[I>i]$的计算与线源的相似，最后结果表示为：

$$P[I>i]=\frac{1}{l}\cdot C\cdot G\cdot e^{-\beta_i/C_2} \tag{5.2.20}$$

对于图5.2.4a，
$$G_{2\pi}=\frac{2\pi}{(v-1)d^{v-1}}[1-(\frac{r_0}{d})^{-(v-1)}] \tag{5.2.20a}$$

对于图5.2.4b，$$G_{\alpha}=\frac{\alpha}{2\pi}G_{2\pi} \tag{5.3.20b}$$

其中，$v=\beta\frac{C_3}{C_2}-1$。

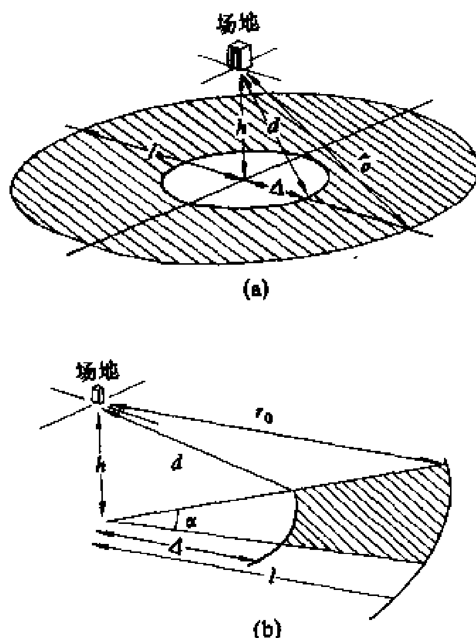


图 5.2.4　面源模型

(a) 第一种情况；(b) 第二种情况

5.2.3　断层破裂模型

康奈尔地震危险性分析模型假定地震的总能量集中在一点向四周均匀释放。因此，离震源距离相同，但离破裂带距离不同的场地有相同的危险性。这对于大地震不尽合适。很多学者认为大地震能量是沿断层破裂带释放的，离震源距离相同，但离破裂带距离不同的场地的危险性是不同的。为使地震危险性模型更符合震源机制理论，Der Kiureshian 于1974年建立了断层破裂模型，提出了三类潜在震源，并分别建立了相应的概率公式。

1. 基本假设和经验公式

(1) 在给定潜在震源上各处发生地震的概率相同。

(2) 地震从震源开始沿断层对称地向两个方向破裂。

(3) 场地烈度与地震震级及场地到断层破裂带的最短距离有关。

(4) 对于一个潜在震源，地震的平均震源深度已知。

(5) 断层破裂长度 S 与震级的统计关系为：

$$S=\exp(a-bm)$$

其中，a、b 为与地区有关的常数。

(6)衰减公式可用下述公式表示：

$$
\begin{aligned}
I &= f\ (M,R) \\
M &= g_1(I,R) \\
R &= g_2(I,M)
\end{aligned}
\tag{5.2.21}
$$

其中，I为烈度；M为震级；R是场地距断层破裂带最短距离。

至于震级的概率分布函数$F_M(m)$和地震危险性模型的建立完全遵循第一部分基本思路中所涉及的步骤。关键问题是计算第k个震源（例如E_k）在场地产生的烈度I大于给定值i的概率$P[I>i|E_k]$，所以下面只给出各种震源的$P[I>i|E]$。

2. Ⅰ型源——线源

当潜在震源，即地震断层相对于场地的位置、方向、长度均比较确定的情况下可采用Ⅰ型源。这时，首先考虑如图5.2.5a所示情况，即整个断层位于场地的一侧。断层长度为l，深度h，场地离断层最短距离为r_0，破裂始发点0位于断层上任一点，x表示破裂始发点离断层端点距离，地震破裂长度为S，$\frac{1}{2}S=\frac{1}{2}\exp(am-b)$，$r$是场地离破裂带的最短距离。

给定震级m和规定烈度i，由衰减公式可得到$r=g_2(i,m)$。只要场地离开m级地震破裂带的最短距离小于r，就有场地的烈度$I>i$。这时x为：

$$
x=(r^2-r_0{}^2)^{1/2}+(S/2)=([g_2(i,m)]^2-r_0{}^2)^{1/2}+\frac{1}{2}\exp(am-b) \tag{5.2.22}
$$

按照假设(1)，震源以相同的概率位于断层线上，则有：

$$
P[I>i|E_{k,m}]=\begin{cases} 0 & r<r_0 \\ x/l & r<l \quad r\geqslant r_0 \\ 1 & r\geqslant l \quad r\geqslant r_0 \end{cases} \tag{5.2.23}
$$

$E_{k,m}$表示第k震源有m级地震。考虑震级概率分布函数F_M（m）和概率密度函数f_m（m），有：

$$
P[I>i|E_k]=\int_{m_1}^{m_2}\frac{x}{l}f_m(m)\mathrm{d}m+1-F_M(m_2) \tag{5.2.24}
$$

其中，$m_1=\max(m_0,m'_1)$，而$m'_1=g_1(i,r_0)$；m_2满足$([g_2(i,m_2)]^2-r_0{}^2)^{1/2}+\frac{1}{2}\exp(am-b)=l$，$m_2$的求解方法可根据衰减公式情况而定，可用尝试法或迭代法。

对于图5.2.5b、c的情况，我们可以推出

$$
\begin{cases} P[I>i|E_{\mathrm{AC}}]=\dfrac{l_1}{l}P[I>i|E_{\mathrm{AB}}]+\dfrac{l_2}{l}P[I>i|E_{\mathrm{BC}}] \\ P[I>i|E_{\mathrm{ED}}]=\dfrac{l_1}{l}P[I>i|E_{\mathrm{EF}}]-\dfrac{l_2}{l}P[I>i|E_{\mathrm{DF}}] \end{cases} \tag{5.2.25}
$$

3. Ⅱ型源——已知断层方向的面源

如果在潜在震源区有多条断层，它们的走向是可以知道的，但具体位置不清楚，这时

可采用Ⅱ型源。图 5.2.6 给出Ⅱ型源的场地与震源的几何关系。

为计算Ⅱ型源对场地的影响，可以先将整个源分成许多小块。考虑任一小块 ΔA_i。由于 ΔA_i 处断层的走向已知，可用 d 和 d' 两个坐标确定 ΔA_i 的位置。假定在 ΔA_i 处有一个 m_1 级地震，对应的断裂破裂长度 S_1 可通过公式 $S_1=\exp(a-bm_1)$ 得到。这时有两种情况，第一种情况是 $S_1/2$ 延伸到 H 点外，r_0 就是场地到断层的最短距离，则根据衰减公式得到 $m_1=g_1(i,r_0)$；另一种情况是 $S_1/2$ 没有延伸到 H 点，r 是最短距离，$r=[r_0{}^2+(d'-S_1/2)^2]^{1/2}$，则 $m_1=g_1[i,r]$。很清楚，如果在 ΔA_i 处发生地震震级大于或等于 m_1，在场地上产生的烈度将大于 i，因此 $P[I>i|E_k]=P[M>m_1]=1-F_M(m_1)$。

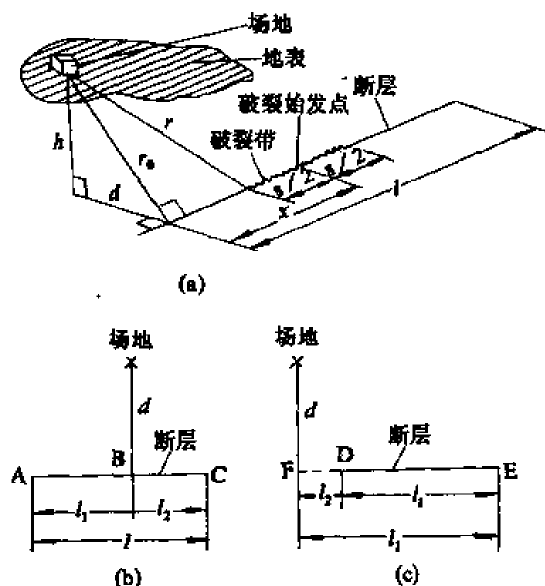


图 5.2.5 线源模型

(a) 整个断层位于场地一侧的特殊情况；(b)、(c) 一般情况

如果有一地震活动性均匀的面源，它包围着场地，如图 5.2.7 所示。x 轴是断层优势破裂方向，离场地距离为 ρ 的范围的震中对场地影响是有意义的。则利用衰减公式及几何关系可得到：

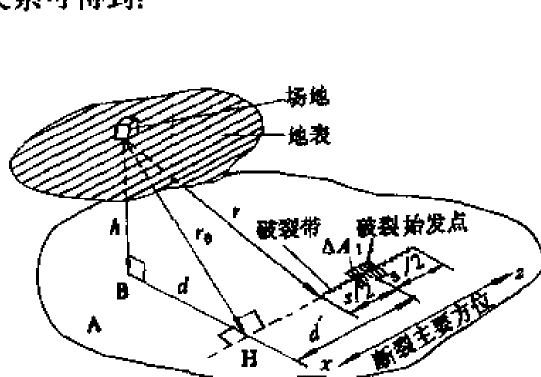


图 5.2.6 Ⅱ型源与场地几何关系示意图

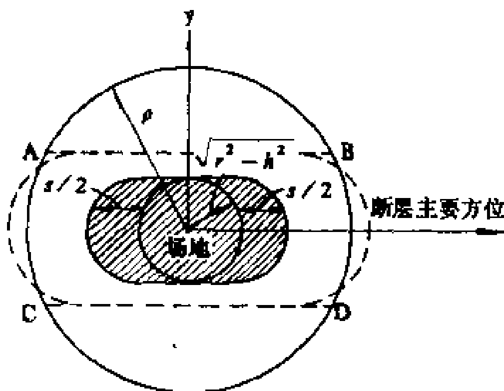


图 5.2.7 有均匀地震活动的Ⅱ型源

$$
P[I > i|E_{k,m}] = \begin{cases} 0 & r \leqslant h \\ P_1 = \dfrac{r^2 - h^2}{\rho^2} + \dfrac{2S}{\pi\rho}\left(\dfrac{r^2 - h^2}{\rho^2}\right)^{1/2} & (r^2 - h^2)^{1/2} + \dfrac{S}{2} \leqslant \rho \\ P_2 = 1 - \dfrac{2}{\pi}\cos^{-1}\left(\dfrac{r^2 - h^2}{\rho^2}\right)^{1/2} & \\ \quad + \dfrac{2}{\pi}\left[\dfrac{r^2 - h^2}{\rho^2}\left(1 - \dfrac{r^2 - h^2}{\rho^2}\right)\right]^{1/2} & \rho - \dfrac{S}{2} < (r^2 - h^2)^{1/2} < \rho \\ 1.0 & (r^2 - h^2)^{1/2} \geqslant \rho \end{cases}
$$

(2.2.26)

并且有 $P[I > i|E_k] = \int_{m_1}^{m_2} P_1 f_M(m)\mathrm{d}m + \int_{m_2}^{m_3} P_2 f_M(m)\mathrm{d}m + 1 - F_M(m_3)$ (5.2.27)

其中，$m_1 = \max(m_0, m'_1 = g_1(i,h))$；$m_2$ 相当于条件为 $(r^2 - h^2)^{1/2} + \frac{S}{2} = \rho$ 的震级，或 $([g_2(i,m_2)]^2 - h^2)^{1/2} + \frac{1}{2}\exp(am_2 - b) = \rho$。$m_3$ 相当于条件为 $(r^2 - h^2)^{1/2} = \rho$ 的震级或 $m_3 = g_1[i,(\rho^2 + h^2)^{1/2}]$。

有了$P[I > i|E_k, m]$，可以计算出$P[I > i|E_k]$，即

$$P[I > i|E_k] = \int_{m_1}^{m_2} \frac{r}{\pi} f_M(m)\mathrm{d}m + \int_{m_2}^{m_3} \frac{\alpha}{\pi} f_M(m)\mathrm{d}m + 1 - F_M(m_3) \tag{5.2.28}$$

其中，$m_1 = \max(m_0, m'_1, m''_1)$；

m''_1满足方程 $([g_2(i,m''_1)]^2 - h^2)^{1/2} + \frac{1}{2}\exp(am''_1 - b) = d$；

m_2满足方程 $\{([g_2(i,m''_2)]^2 - h^2) + \frac{1}{4}\exp(2am_2 - 2b)\}^{1/2} = d$；

m_3满足方程 $m_3 = g_1[i,(d^2 + h^2)^{1/2}]$；

$r = \cos^{-1}\left(\frac{4h^2 + S^2 + 4d^2 - 4r^2}{4Sd}\right)$ $S = \exp(am - b)$；

$\alpha = \sin^{-1}[\frac{(r^2 - h^2)^{1/2}}{d}]$。

对于离场地较远的震源，m_3 可能比 m_u 大，m_2 也可能比 m_u 大，这时有

$$P[I > i|E_k] = \int_{m_1}^{m_2} \frac{\gamma}{\pi} f_M(m)\mathrm{d}m + \int_{m_2}^{m_u} \frac{\alpha}{\pi} f_M(m)\mathrm{d}m, \quad m_2 < m_u < m_3 \tag{5.2.29}$$

或 $P[I>i|E_k]=\int_{im_1}^{m_u}\frac{r}{\pi}f_M(m)\mathrm{d}m$， $m_u<m_2$。

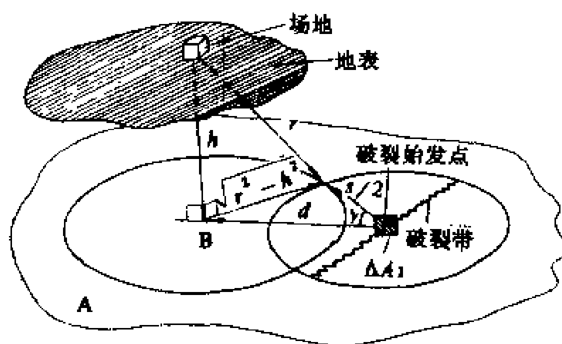


图 5.2.8 Ⅲ型源的几何表示

4. Ⅲ型源——未知断层方向的面源

在深度为 h 处有一地震活动带，此带上有多条断层，但其位置和方向都不清楚。任一点上发生地震的破裂方向在 2π 上均匀分布。假定小面积 ΔA_i 上有一震级为 m 的地震，它离场地的水平距离是 d，地震滑动范围是以 ΔA_i 为中心、$S=\exp(am-b)$为直径的圆平面。图 5.2.8 是Ⅲ型源的几何表示。

现在，假定在 ΔA_i 处发生一个 m 级地震，它在场地产生烈度为 i，则场地距这个发震断层的最短距离 $r=g_2(i,m)$。如果场地在震源面上的投影是 B，以 B 为圆心，以$(r^2-h^2)^{1/2}$为半径作圆。这时，只有当 m 级地震的破裂达到此圆内时，在场地引起的烈度才会超过 i，否则小于 i。因此，$P[I>i|E_k,m]$取决于以上两两个圆的相对位置。表 5.2.1 是各种不同情况下的结果。

表 5.2.1 Ⅲ型源中两个圆相对位置不同产生的 $P*$ 值表

位置	p^2	控制不等式	位置简图
1	0	$r<h$	
2	0	$\sqrt{r^2-h^2}+S/2<d$	
3	$\frac{2r}{\pi}$	$\sqrt{r^2-h^2+S^2/4}<d<\sqrt{r^2-h^2}+S/2$	
4	$\frac{2a}{\pi}$	$\sqrt{r^2-h^2}<d<\sqrt{r^2-h^2+S^2/4}$	
5	1.0	$d<\sqrt{r^2-h^2}$	

* $p=P(Y>y|E_{im})$

5. 共轭破裂情况

实际的地震活动性图象经常呈现网状分布或共轭分布的情况。很多地区地震发生在不同走向断裂交汇处，例如，华北地区的强震发生在北东向与北西向断裂交汇地区。这些事实说明在一个潜在震源中心不仅存在一个主破裂方向，同时还存在一个与其共轭的破裂方

向。为了使地震危险性分析更符合实际情况，可以将前述Ⅱ型面源略作修改，修改后面源的断层破裂以某一方向为主，同时考虑与其共轭的破裂方向。

为了对这种潜在震源危险性分析，可采用下述方法：在震源区任取一个小面源 ΔA，认为它有互相垂直的两个断层，它们对于场地烈度或地震动的影响有主次之分，用权系数来区分主次。假定主导方向断层为 k_1，共轭方向断层为 k_2。可以令 k_1 方向权系数 W_1，例如 70%，k_2 方向的权系数为 W_2，例如 30%。令$P[I>i|E_{k1}]$和$P[I>i|E_{k2}]$分别表示两个断层引起场地烈度 I 大于 i 的超越概率，则

$$
\begin{aligned}
P[I>i]_{1年} &\cong \sum_{k=1}^{N} P[I>i|E_k]\gamma_k \\
&= \sum_{k=1}^{N} (P[I>i|E_{k1}]\gamma_k \times W_1 + P[I>i|E_{k2}]\gamma_k \times W_2) \qquad (5.2.30)
\end{aligned}
$$

6. 用反应谱作为场地参数

为反映工程场地强震地面运动的频率特性，有时需要用谱振幅，如富氏谱振幅、反应谱振幅等作为研究对象。至于反应谱的地震危险性分析模型的建立思路和方法与康奈尔模型和洪华生模型类似，这里只作简单介绍，采用 Anderson (1978)的记号。

令 $S(\omega)$ 为谱振幅，ω 为圆频率；$N_E(S(\omega))$ 为在 Y 年内场地处的谱振幅 $S(\omega)$ 将被超越的次数；$P(S(\omega))$ 是在 Y 年内 $S(\omega)$ 被超过至少一次的概率。$q[S(\omega),b,e,c]$ 建立了震源参数和场地震动之间的关系，就其物理意义而言，q 是在一次确定地震事件 e 中 $S(\omega)$ 将被超越的概率。可以看出，$P(S(\omega))$ 相当于前述模型中的 $P[I>i|E_k]$，$q[S(\omega),b,e,c,]$ 相当于 $P[I>i|E_{k,m}]$。c 表示震源到场地之间的途径包括距离和衰减；b 是场地的特征。

考虑第 i 个小面积单元的情况下，假定 n_i（e_j）是在第 i 个震源发生大小为 e_j 的地震期望数，令 q_{ij}═$q[S(\omega),b,e_j,c_i]$。如果 $n_i(e_j)$是泊松分布的均值，发生 k 个事件的概率是：

$$
\frac{e^{-n_i(e_j)}(n_i(e_j))^k}{k\,!}
$$

Anderson 等已证明：

$$
N_E[S(\omega)] = \sum_{i=1}^{I}\sum_{j=1}^{J} q_{ij}\, n\ (e_j), \qquad (5.2.31)
$$

$$
P[S(\omega)] = 1 - \exp[-N_E(S(\omega))]
$$

对于给定振幅S（ω），平均重现周期的函数形式如下：

$$
T[S(\omega)] = N_E(S(\omega))^{-1} \qquad (5.2.32)
$$

进行反应谱危险性分析时需要有与不同周期相对应的衰减公式，$S(\omega)$ 的衰减公式可有如下的形式：

$$
\ln S_A(T) = b_1(T) + b_2(T)M + b_3(T)\ln(R+25) + \varepsilon_\omega S_A \qquad (5.2.33)
$$

与每个周期 T 相对应有一组系数 b_1（T），b_2（T），b_3（T），据此可计算出相应的 N_E（S（ω）），P（S（ω）），T（S（ω））。最后得到在一定时间周期 Y 内，超越概率为给定值的

反应谱曲线。

Trifunac 等人用美国 546 条强震记录分量得到加速度谱值的衰减关系如下：

$$\lg[S_A(T),P] = M + \lg A_0(R) - a(T)P_1 - b(T)M - c(T) - d(T)S - e(T)V - f(T)M^2 - g(T)R \tag{5.2.34}$$

其中，S_A 为绝对加速度反应谱(g)；M 为震级；S 为场地类型，$S=0$ 为冲积场地，$S=2$ 为基岩，$S=1$ 为介于两者的中等场地；$V=0$ 表示水平分量，$V=1$ 表示垂直分量；$\lg A_0(R)$表示幅值随震中距 R（km）的衰减，可查表得到；P_l 为置信水平；a（T），b（T），c（T），d（T），e（T），f（T），g（T）是反应谱周期的函数。

Trifunac 等人也证明，当地震动强度用傅氏谱表示时，衰减规律的不确定性可用正态分布表示，而当加速度谱衰减规律用式 5.2.34 表示时，则不确定性符合瑞利分布。因此，如果用加速度谱值表示地震动强度，则

$$q_{ij} = 1 - \{\exp[-\exp(\alpha(T)P_1 + \beta(T))]\}^{N(T)} \tag{5.2.35}$$

式中，α（T），β（T），N（T）是反应谱周期函数，由查表确定。

需要说明，康奈尔模型和断层破裂模型中采用的衰减公式都按震源距给出，推导过程也是以震源距为基础的。如果只能给出震中距的衰减公式，则应当将其转换为震源距公式。

5.2.4 椭圆衰减公式

洪华生模型中采用的衰减公式是假定烈度按震源距大小以圆的方式衰减，即震源处的能量向四周均匀衰减。在实际烈度区划或场地危险性分析过程中会发现，很多烈度衰减公式是从历史地震的等震线或烈度线得出的，而等烈度线经常呈现椭圆形，即衰减程度因位置不同而不同。所以，如果在洪华生断层破裂模型中引入椭圆衰减公式，结果会更实际一些。下面简单介绍椭圆衰减公式在断层破裂模型中的应用。

衰减公式表示为：

$$\begin{aligned} a &= f_1(i,m) \\ b &= f_2(i,m) \end{aligned} \tag{5.2.36}$$

式中，a、b分别为椭圆的长半轴和短半轴。具体地说，它们可以是：

$$\begin{aligned} a &= \exp[(i - A_1 - B_1 M)/C_1] - D_1 \\ b &= \exp[(i - A_2 - B_2 M)/C_2] - D_2 \end{aligned} \tag{5.2.37}$$

1. Ⅰ型源——线源

图 5.2.9 给出场地与断层的几何关系。S 是场地在震源平面上投影。假定在断层上某处发生震级为 m 的地震，现在要计算场地 S 烈度 I 大于指定值 i 的概率 $P[I>i|E^k, m]$。为此，以 S 为中心，取与断层走向一致的方向为长轴方向，即 $a=f_1(i,m)$，与长轴垂直方向为短轴方向，即 $b=f_2(i,m)$。此椭圆与断层的相互关系有四种情况，表示在图 5.2.10 中。第一种情况是断层全部位于椭圆内，令断层在椭圆内的长度为 d，则 $d=l$；第二、三种情况，椭圆与断层交于一点，$d<l$。为了计算 d，作坐标变换，原点在 S 处，y 轴是断

层走向，x 轴是椭圆平面上与 y 轴垂直的方向。在局部坐标(x,y)中，椭圆方程为$\left(\frac{x}{a}\right)^2+\left(\frac{y}{b}\right)^2=1$，断层方程为 $x=r_0$，则椭圆与断层交点必须满足方程$\left(\frac{r_0}{a}\right)^2+\left(\frac{y}{b}\right)^2=1$，从而有$y_{1,2}=\pm b\sqrt{1-\left(\frac{r_0}{a}\right)^2}$，并且可计算出 d。

最后有

$$P[I>i|E_{k,m}]=\begin{cases}1 & \text{第一种情况}\\ \dfrac{d}{l} & \text{第二、三、四种情况}\\ 0 & \text{其它}\end{cases}\tag{5.2.38}$$

$$P[I>i|E_k]=\int_{M_0}^{M_u}P[I>i|E_{k,m}]f_M(M)dM。$$

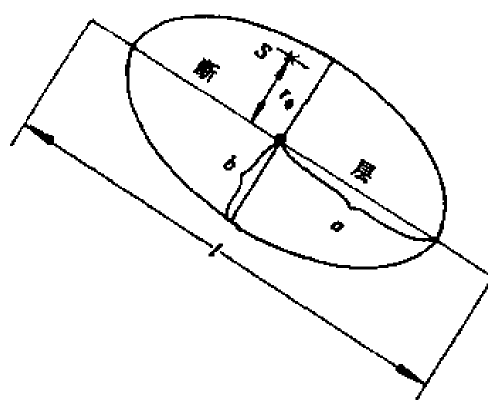


图 5.2.9 Ⅰ型源与椭圆衰减

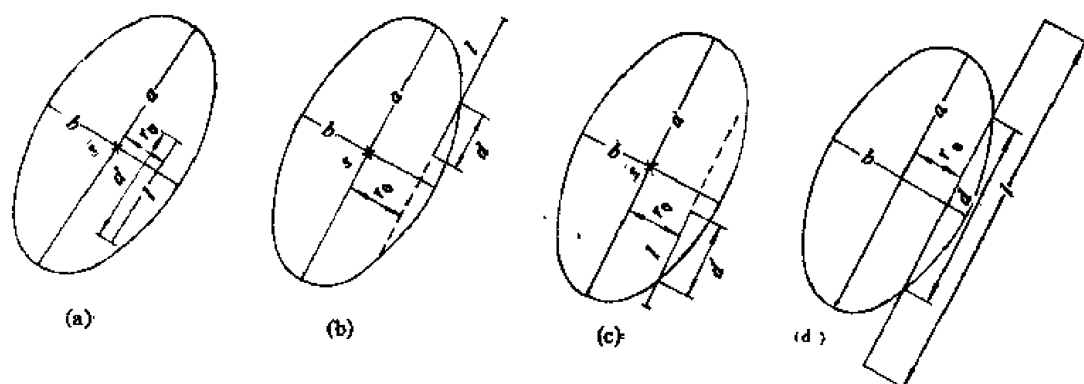


图 5.2.10 Ⅰ型源的几种情况

2. Ⅱ型源——已知断层走向的面源

图 5.2.11 是场地与震源区的关系图。S 为场地在震源面上投影；ΔA_k 是面源上一小块。S 为原点，坐标系为(x,y)；x 轴为原点到面源上某一小块 ΔA_k 的连线，已知断层破裂方向离 x 轴夹角为 α。ΔA_k 在(x,y)轴上的坐标为(x_k,y_k)，S 的坐标为(x_0,y_0)。

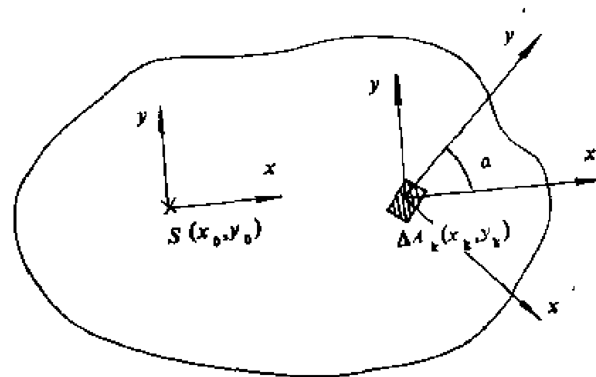


图 5.2.11 Ⅱ型源

为计算在 ΔA_k 发生一个 m 级地震在场地 S 引起的烈度 $I>i$ 的概率$P[\ I>i|E_{k,m}]$，要找到一个以(x_k,y_k)为中心的椭圆，使其过(x_0,y_0)点与这个椭圆相对应的震级是 m_1。只要在(x_k,y_k)发生震级大于 m_1 的地震时，S 处烈度必大于 i。

则

$$P[\ I>i|E_k]=P[M>m_1]=1-F_M(m_1) \tag{5.2.39}$$

为计算 m_1，先将坐标原点平移到 ΔA_k，即(x_k,y_k)处，并作坐标旋转，使新坐标轴 y' 与已知断层走向一致，即与原 x 轴成 α 角，然后求解以下方程

$$[x'_0/\exp((y'_0-A_2-B_2M_1)/C_2-D_2)]^2+[y'_0/\exp((y'_0-A_1-B_1M_1)/C_1)-D_1-0.5\exp(am-b)]^2=1$$

其中，(x'_0,y'_0)是场地 S 在新坐标系 x'，y'中的坐标。此方程的求解可采用尝试法，从 M_0 开始按一定步长计算左边函数值，直到与 1 的差之绝对值小于给定误差即可。

陶夏新（1986）推导了Ⅱ型源在椭圆衰减规律作用下对场地危险性的贡献。假定第 i 个潜在震源是矩形的，其四个顶点坐标分别为 x_i，y_i，$i=1,2,3,4$，它对场地的烈度贡献为：

$$P[\ Y\geqslant y|E_i]=(\alpha_1P_1+\alpha_2P_2+\alpha_3P_3+P_4)/S_a \tag{5.2.40}$$

式中，$\alpha_1=\begin{cases}1 & x_1,x_2,y_1,y_2\geqslant 0\\ -1 & \text{其它}\end{cases}$；$\alpha_2=\begin{cases}1 & y_1,y_2<0\\ -1 & \text{其它}\end{cases}$；

$\alpha_3=\begin{cases}1 & x_1,x_2<0\\ -1 & \text{其它}\end{cases}$；$S_a$ 为该震源区面积；P_k 见表 5.2.2，其中，a，b 为长、短半轴，$a=f_1(m,y)$，$b=f_2(m,y)$。

表 5.2.2　椭圆公式的 P_k

条件不等式			P_k	简　图
$a<X_k$	$b<Y_k$		$\frac{\pi}{4}ab$	
	$b>Y_k$		$\frac{ab}{2}(\arc\sin\frac{Y_k}{b}+\frac{Y_k}{b^2}\sqrt{b^2-Y_k^2})$	$a>X_K$
		$\frac{a}{b}\sqrt{b^2-Y_k^2}\geqslant X_k$	$\frac{b}{a}X_k\sqrt{a^2-X_k^2}+\frac{ab}{2}(\frac{\pi}{2}-\arc\sin\frac{\sqrt{a^2-X_k^2}}{a}-\frac{X_k}{a^2}\sqrt{a^2-X_k^2})$	$-\arc\sin$ $\sqrt{a^2-X_k^2}$
$a>X_k$	$b>Y_k$	$\frac{a}{b}\sqrt{b^2-Y_k^2}<X_k$	$\frac{b}{a}X_k\sqrt{a^2-X_k^2}+\frac{ab}{2}(\arc\sin\frac{Y_k}{b}-\arc\sin\frac{\sqrt{a^2-X_k^2}}{a}+\frac{Y_k}{b^2}\sqrt{b^2-Y_k^2}-\frac{X_k}{a^2}\sqrt{a^2-X_k^2})$	$-\arc\sin$ $\frac{\sqrt{a^2-X_k^2}}{a}$
$b<Y_k$	$X_k * Y_k$			

K	1	2	3	4
X_k	X_1	X_2	X_1	X_2
Y_k	Y_1	Y_1	Y_2	Y_2

5.2.5　地震危险性概率模型的不确定性分析

地震危险性模型本身考虑了地震发生时间、地点、震级的随机性。但衰减公式及地震活动性参数却是以确定的形式出现在模型中，实际上大部分工程场地缺少应有的资料，带来了统计公式及参数的不确定性。为此，有必要对前面的概率模型进行不确定性校正。

1. 衰减公式的不确定性

由于衰减公式的不确定性来自衰减关系本身、地震震级和震源距，因此，加速度衰减公式为：

$$Y=b_1\mathrm{e}^{b_2M}[f(R)]^{-b_3} \tag{5.2.41}$$

加上不确定性后为：

$$Y_C=N_1\left\{b_1[N_3\cdot\mathrm{e}^{b_2M}][N_2f(R)]^{-b_3}\right\}=N_1N_2^{-b_3}N_3[b_1\mathrm{e}^{b_2M}f(R)^{-b_3}]=NY \tag{5.2.42}$$

令 $\ln X=\ln(Y_C/Y)=\ln N_1-b_3\ln N_2+\ln N_3$，可以证明，$\ln N_1$ 服从均值为零、方差为 σ_1 的正态分布，并可以证明，随机变量 N_2、N_3 的联合贡献不及 N_1 贡献的 15%，

因此可用 $\ln N_1$ 代替 X，X 是不确定性的度量。

现在，工程场地的加速度Y_C大于给定值y的概率应为：

$$P[\,Y_C > y|\gamma,\beta,m_1\,] = \int_{-\infty}^{\infty} P[\ln Y > \ln y - X|X,\gamma,\beta,m_1]f_X(X)\mathrm{d}x$$

$f_X(X)$ 是衰减公式综合不确定性的分布密度函数。用正态分布函数代替$f_X(X)$，则上式成为：

$$P[\,Y_C > y|\gamma,\beta,m_1\,] = \int_{-\infty}^{\infty} P[\ln y > \ln y - X|X,\gamma,\beta,m_1\,]\cdot\frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma_1}\mathrm{e}^{-\frac{X^2}{2\sigma_1^2}}\mathrm{d}x \quad (5.2.43)$$

2. 地震活动性参数的不确定性

地震活动性参数 β、γ、m_1 可以通过场地附近的地震活动情况和地质资料得到，但当资料很少时，参数有很大的不确定性。为考虑这些不确定性，可将它们看作为具有一定分布的随机变量。

例如，可将平均年发生率γ处理为参数 N−T 的 Γ 分布。其中，N 代表 T 时间内的地震个数，则 γ 的先验分布与后验分布具有同一种形式：

$$f_r(\,\gamma|n,t) = [t^n\,\mathrm{e}^{-\gamma t}\gamma^{n-1}]\,/\,\Gamma(n),\ \gamma > 0。\quad (5.2.44)$$

假定先验参数为 n'、t'，而观测信息得到的是 n、t，则后验分布参数为 n''、t''，其中 $n''=n'+n$，$t''=t'+t$。后验均值 $\bar{\gamma}''=n''/t''$ 将是 γ 的最优估值，不确定性表现在标准差 $\sigma''=\sqrt{n''}/t''$中。

为将参数不确定性加入危险性分析模型中，有两种方法。

第一种方法是利用概率模型，即

$$P[Y_C > y] = \int_0^{\infty}\int_0^{\infty}\int_0^{\infty} P[Y_C > y|\gamma,\beta,m_1]f(\gamma,\beta,m_1)\,\mathrm{d}\gamma\cdot\mathrm{d}\beta\cdot\mathrm{d}m_1 \quad (5.2.45)$$

$f(\gamma,\beta,m_1)$是 γ，β，m_l 联合密度函数，这种方法实现起来比较困难，其原因是 f 不易得到。

第二种是实际模型，即加权平均。对于参数和震源几何作几种可能的假设，并按专家经验及主观意志分别给它们合理的权系数，使其反映相对概率。然后按公式

$$P[Y_C > y] = \sum_{i=1}^{n} P[y_C > y|A_i]W_i \quad (5.2.46)$$

计算概率。其中，A_i是第 i 种参数 γ，β，m_1 和震源划分的组合；W_i 是第 i 种参数的联合权因子；n 是可能的组数。它的优点是实现方便。

McGuire（1987）对概率地震危险性分析中不定性采用“逻辑树”（logic tree）处理，逻辑树代有了输入中的不定性，如图 5.2.12 所示。

在逻辑树中每个节点代表着未知的性质状态；每个节点枝叉代表着对未知性质状态的独立的（离散的）可能选择；每个枝叉对应于恰当解释其相关似然性的概率赋值。尾端的枝叉表示输入到概率地震危险性一组假定。对每个尾端枝叉，应用沿路径到尾端各种可能

解释进行分析，各种分析所赋的概率值是所有先前枝叉概率的乘积，最终结果是一簇危险性曲线，这些曲线表达了由于输入不定导致的地震危险的不确定性。周克森等（1991）对地震危险性分析不确定性采用多维复合离散概率模型。该模型将参与贡献的不确性量，视为具有某种连续概率分布的随机量，离散后，转化为这类变量的独立选择及其相应的发生概率——权重。根据全概率定理，展开后，各类独立参数及其权重之间，自动形成一个概率“网”，网的边缘为所有贡献的极端值。因此，不论输入的参数与权重多少，最终只给出一条年超越概率曲线，而不是一簇。它反映了各类不同确定性参极在相应权重参与下的“综合”贡献。使用这一模型基本出发点是，将地震活动的统计不确定性拟化为某种“准概率分布”形式，经离散后得到概率贡献的综合表达式及其解析近似。离散化参极及其权重值，为考虑地震活动统计和经验预报的不确定性，给予了相对认识的量度标准。在计算模型上，为广泛地吸取和综合专家意见提供更大的可能。

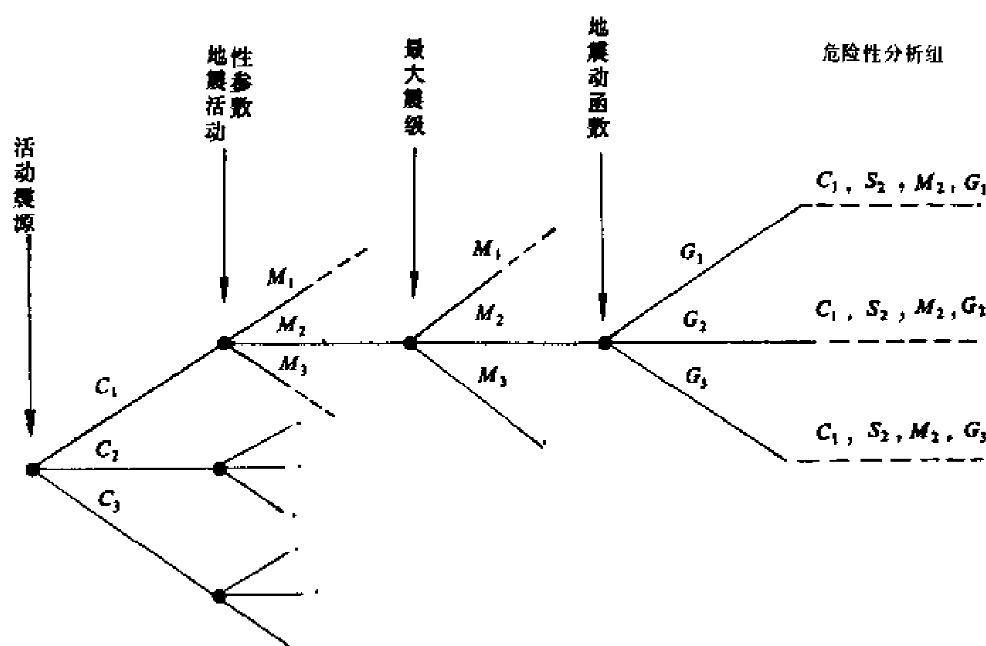


图 5.2.12　地震危险性分析中典型的逻辑树

C_1、C_2、C_3：活动震源组合；S_1、S_2、S_3：地震活动性参数组合；M_1、M_2、M_3：最大震级组合；G_1、G_2、G_3：地震动函数组合

各个地震活动性参数对某场地的影响是比较复杂的，它们是互相交叉地起作用的。潜在震源区与场地的相对位置、衰减公式以及最大震极决定了潜在震源发生地震可能的影响范围。如果潜在震源离场地距离超过了最大地震衰减的距离，则不管潜在震源有多高的年发生率，它对场地烈度的贡献为零。M_u，b 值和年平均发生率的大小会直接影响超越概率的大小。图 5.2.13a、b 分别表示了 b，M_u 的影响。这些曲线说明：(1)b 值越大，超越概率值越小；(2)M_u 超大，超越概率值越大，它对高烈度区的影响更明显。图 5.2.13c 是不同衰减公式计算的超越概率。B 线是对应于椭圆公式；A 线是以长轴为衰减公式的圆衰减；C 线是以短轴为衰减公式的圆表减。B 线界于 A、C 之间。图 5.2.13b 给出的未经衰

减公式不确定性校正的情况，可见，不确定性校正一般来说使场地 50 年超越概率为 0.1 的烈度值提高 0.3—0.5 度。

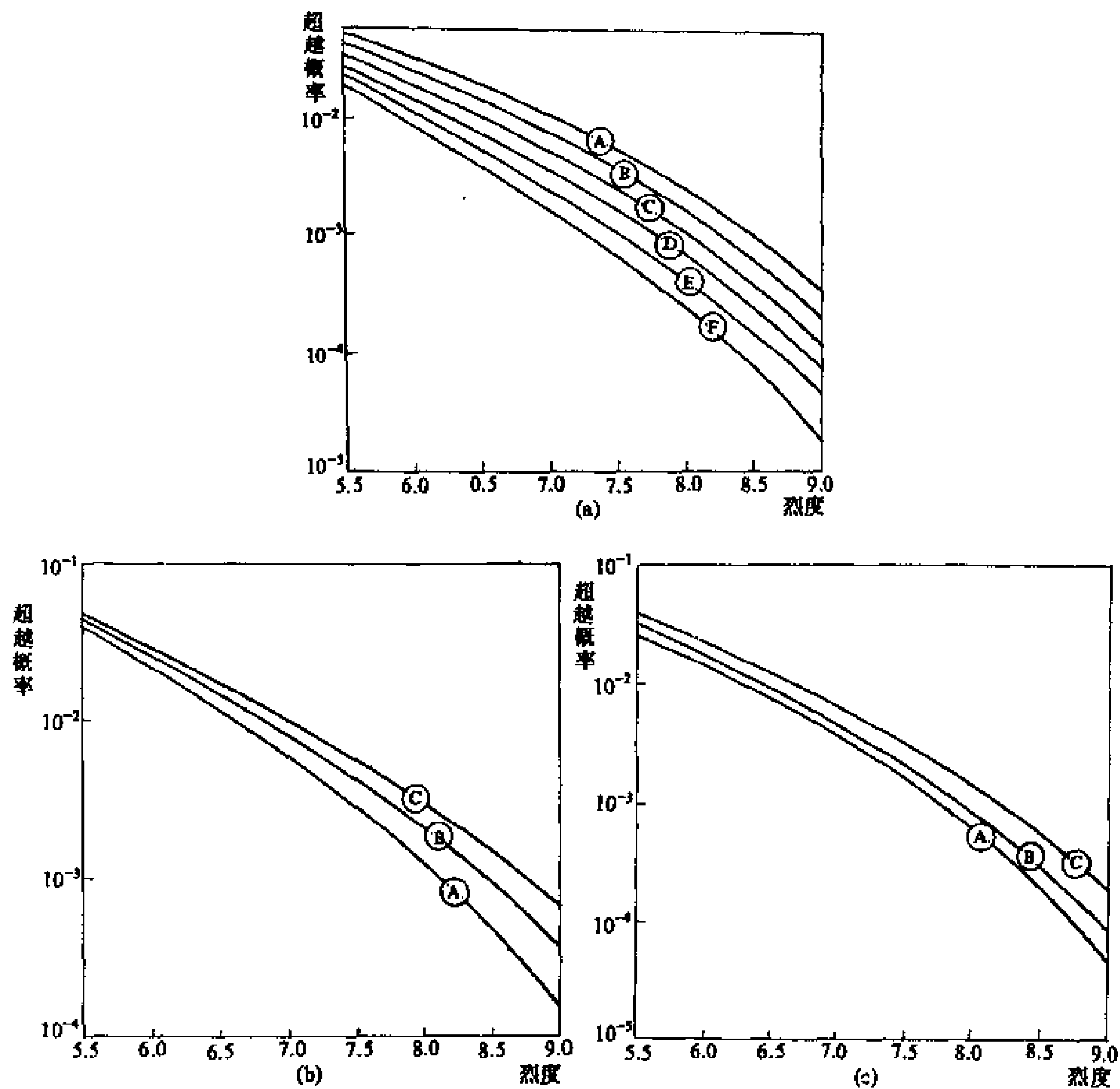


图 5.2.13 参数对危险性影响

(a) β 的影响；(b) M_u 的影响；(c) 衰减公式的影响

5.2.6 贝叶斯技术在地震危险性分析中的应用

地震危险性分析研究中存在一个比较普遍的问题，即某地区历史地震数据的不充分造成地震活动性参数的不准确。然而，当地的地质构造和地球物理资料可从另一方面修补这种缺陷。贝叶斯技术可以将这两方面的信息互相联系起来。贝叶斯定理指出随机变量的后验分布是先验分布与样本概率的乘积。下面将叙述贝叶斯技术在地震发生（即平均发生率 λ）和震级处理（即 β 值）中的应用。

1. 地震的发生

正如前面已经提到的，在未来 t 年内地震发生次数 n 是服从泊松分布的。条件是年平

均发生率 λ 已知，即

$$P_n(n/\lambda)=\frac{e^{-\lambda t}(\lambda t)^n}{n!} \qquad t>0,\ n\text{是整数}\geqslant 0 \tag{5.2.47}$$

尽管地震发生次数是服从泊松分布，但 λ 本身还是不确定的，它也是一个随机变量。关于 λ 的取值可以通过历史地震资料和分析者的主观知识得到。将 λ 的主观概率分布称为先验分布，用 $f'_{\wedge}(\lambda)$表示利用历史地震资料可得到 λ 的样本概率函数，用 $L(\lambda)$表示。借助于贝叶斯定理，将先验分布与样本或烈率函数相乘可得到 λ 的后验分布，用$f''_{\wedge}(\lambda)$表示，即

$$f''_{\wedge}(\lambda)=N_1 L(\lambda)f'_{\wedge}(\lambda) \tag{5.2.48}$$

为方便起见，λ 的先验分布取参数为 λ'和 γ'的伽玛分布，即

$$f'_{\wedge}(\lambda)=\frac{\lambda'(\lambda'\lambda)^{\gamma'-1}e^{-\lambda'\lambda}}{\Gamma(\gamma')} \qquad \lambda\geqslant 0,\ \lambda'>0,\ \gamma'>0 \tag{5.2.49}$$

$$\Gamma(\gamma')=\int_0^{\infty} e^{-u}u^{\gamma'-1}du。$$

给定一个震源，它在 T 年内发生 N 个震级大于下界的地震，这个事实可用于构造样本概率函数。由于 λ 服从泊松过程，则

$$L(\lambda/N,T)=\frac{e^{-\lambda T}(\lambda T)^N}{N!} \qquad T>0,\ N\geqslant 0 \tag{5.2.50}$$

最后有

$$f''_{\wedge}(\lambda)=N_1\cdot\frac{e^{-\lambda T}(\lambda T)^N}{N!}\cdot\frac{\lambda'(\lambda'\lambda)^{\gamma'-1}e^{-\lambda'\lambda}}{\Gamma(\gamma')} \tag{5.2.51}$$

利用$\int_0^{\infty} f''_{\wedge}(\lambda)dx=1.0$，可得到规一化因子$N_1$，重新安排上式，有

$$f''_{\wedge}(\lambda)=\frac{\lambda''(\lambda''\lambda)^{\gamma''-1}e^{-\lambda''\lambda}}{\Gamma(\gamma'')} \qquad \lambda\geqslant 0,\ \lambda''>0,\ \gamma''>0 \tag{5.2.52}$$

这里

$$\lambda''=\lambda'+T$$

$$\gamma''=\gamma'+N$$

这说明 λ 的后验分布也是伽玛函数，其参数为 λ''、γ''。

先验参数 λ'和 γ'有这样含义：λ'是等效时间段，即分析者用以输入主观信息的时间，γ'为等效发震次数。如果 $\lambda'=T$，表明先验数据和实际数据权一样；如果 $\lambda'>T$，表明先验数据权大，意味着专家认为自己的知识比实际数据更重要。

现在，地震发生次数 n 的无条件概率分布为

$$P_n(n)=\int_0^{\infty}P_n(n,\lambda)d\lambda=\int_0^{\infty}P_n(n/\lambda)f''_{\wedge}(\lambda)d\lambda=\frac{\Gamma(n+\gamma'')}{n!\Gamma(\gamma'')}\cdot\frac{t^n\lambda''^{\gamma''}}{(t+\lambda'')^{n+\gamma''}} \tag{5.2.53}$$

式中，n 为正整数；$\gamma''>0$，$\lambda''>0$，$t>0$。

2. 震 级

上面没有考虑地震的严重程度，只是考虑地震发生的次数。这里将用震级 M 作为地

震事件严重程度的参数。以1／4级作为单位对 M 进行离散比。

用伯努里试验模拟震级的情况。假定地震已经发生，如果发生地震的震级是 M，则此次试验是成功的，反之为失败。对于一个震级值 M_i，在一次试验时成功的概率为 P_{M_i}，失败的概率就是 $q_{M_i}=1-P_{M_i}$。由二项式分布，得到：

$$P_R(r_{M_i}/n,P_{M_i})=C_n^{r_{M_i}}P_{M_i}^{r_{M_i}}(1-P_{M_i})^{n-r_{M_i}} \tag{5.2.54}$$

n 是正整数；r_{M_i} 是整数，$0<r_{M_i}<n$。这里，$P_R(r_{M_i}/n, P_{M_i})$ 是在 n 个地震事件中震级为 M_i 的地震个数 r_{M_i} 的概率，其条件是每次尝试的概率为 P_{M_i}。P_{M_i} 是互斥的，即

$$\sum_{所有M_i}P_{M_i}=1$$

现在的问题是求得 P_{M_i}，它是一个随机变量，其分布又是可以将历史资料与主观信息一起考虑的。

假定 P_{M_i} 的先验分布是 β 型的，因为规一化的 β 分布是有界的。在0与1之间的公式如下：

$$f'_P(P_{M_i})=\frac{1}{B'_{M_i}}P_{M_i}^{\zeta'_{M_i}-1}(1-P_{M_i})^{\eta'_{M_i}-\zeta'_{M_i}-1}$$

$$B'_{M_i}=\frac{\Gamma(\zeta'_{M_i})\Gamma(\eta'_{M_i}-\zeta'_{M_i})}{\Gamma(\eta'_{M_i})} \tag{5.2.55}$$

式中的参数 η'_{M_i} 和 ζ'_{M_i} 从主观信息得到。

在一给定震源的 N 个地震中，对于每个 M_i，都统计出 R_{M_i}，即有 R_{M_i} 个地震震级是 M_i。所以 P_{M_i} 的样本概率函数是

$$L(P_{M_i}/N,R_{M_i})=P_{M_i}^{R_{M_i}}(1-P_{M_i})^{N-R_{M_i}} \tag{5.2.56}$$

根据贝叶斯定理，P_{M_i} 的后验分布为：

$$f''_P(P_{M_i})=f'_P(P_{M_i})L(P_{M_i}/N,R_{M_i}) \tag{5.2.57}$$

将式5.2.55、5.2.56代入，有

$$f''_P(P_{M_i})=\frac{1}{B''_{M_i}}\cdot P_{M_i}^{\zeta''_{M_i}-1}\cdot(1-P_{M_i})^{\eta''_{M_i}-\zeta''_{M_i}-1}$$

$$\zeta''_{M_i}=\zeta'_{M_i}+R_{M_i} \tag{5.2.58}$$

$$\eta''_{M_i}=\eta'_{M_i}+N$$

$$B''_{M_i}=\frac{\Gamma(\zeta''_{M_i})\Gamma(\eta''_{M_i}-\zeta''_{M_i})}{\Gamma(\eta''_{M_i})}$$

可见，P_{M_i} 的后验分布也是β型的。

先验分布参数 η'_{M_i} 可解释为等效地震次数，ζ'_{M_i} 是等效成功次数。如果 $\eta'_{M_i} = N$，先验值与实际值有相同的权。如果 $\eta'_{M_i} << N$，表示实际值的可靠性远远大于主观信息。

现在可利用上述方程，对所有P_{M_i} 积分，则有

$$P_R(r_{M_i}/n) = \int_0^1 P_R(r_{M_i}, P_{M_i}/n)\mathrm{d}P_{M_i}$$

$$= \int_0^1 P_R(r_{M_i}/n, P_{M_i}) f''_P(P_{M_i})\mathrm{d}P_{M_i} \tag{5.2.59}$$

$P_R(r_{M_i}/n)$是已知发生了 n 个地震，其中震级为 M_i 的地震数的分布，对每个 M_i 有一个类似的分布。将 n 个地震的条件撤销，要利用全概率公式。

$$P_R(r_{M_i}) = \sum_{n=0}^{\infty} P_R(r_{M_i}/n)P_n(n) \tag{5.2.60}$$

$P_R(r_{M_i})$就是规定 M_i 的地震发生次数的分布。

3. 应用实例

这里仅列举几个例子说明如何利用地球物理和地质资料得到先验分布的参数。

(1)能量速率：众所周知，断层带上能量累积是逐步的，而地震释放的能量却是任意的、突发的。在相当长的时间内，能量的累积和释放是互相平衡的。假定活动断裂的滑动速率是$\dot{u}$，平均剪切应力是$\bar{\sigma}$，每年储存的弹性能 $\dot{E}_t$ 为

$$\dot{E}_t = \bar{\sigma}\dot{\bar{u}}A$$

A是剪切带总面积。考虑地震的效率η，则转换为地震的辐射能是

$$\dot{E}_R = \eta\dot{E}_t = \eta\bar{\sigma}\dot{\bar{u}}A$$

实际上，$\dot{\bar{u}}$ 是可以得到的，$\eta\bar{\sigma}$ 是不易求得的，有人将 1×10^6 Pa，3×10^6 Pa，1×10^7 Pa 分别赋于低应力、中等应力和高应力区。这样能量的累积可以得到。

能量的释放与震级的分布有关，它应为

$$\overline{E} = \int_{m_l}^{m_u} E(m)f(m)\mathrm{d}m$$

式中，m_l，m_u 为最小震级及最大震级。$E(m)$是m级地震的能量，有统计关系，例如

$$E(m) = 10^{11.8+1.5m}$$

$f(m)$是震级的密度分布函数，它是

$$f(m) = \frac{b\ln 10\ \exp[-b(m-m_l)]}{1-\exp[-b(m_u-m_l)]}$$

代入$\overline{E}$的表达式，就可有$\overline{E}$值。

从此，地震的平均年发生率λ为

$$\lambda = \frac{\dot{E}}{E}$$

这可以作为一种λ的主观信息。

(2) 地质资料：对于一条活动断层上的古地震遗迹研究可以估计出震级 M_H 在 M'_u 到 M_u 之间的大震的重复周期 RP_H。对于该地区长期历史地震资料的研究可确定震级范围 M'_u 和 M_u，及参数 b。则震级为 M_H 的地震发生概率 $P(M_H)$ 为

$$P(M_H) = \int_{M'_u}^{M_u} f(m)\mathrm{d}m = \frac{10^{-bM'_u} - 10^{-bM_u}}{10^{-bM_H} - 10^{-bM_u}}$$

震级为M_H的地震重复发生率λ_H应为

$$\lambda_H = \frac{1}{RP_H} = P(M_H)\lambda$$

其中，λ为年平均发生率，所以

$$\lambda = \frac{1}{RP_H \cdot P(M_H)}$$

这又是 λ 的一个主观估计值。

从地质或其他资料得到的 λ 的估计值就是本节提到的先验值，将它与实测资料得到的 λ 值相结合产生 λ 的后验值，这样的值内涵的信息更多更实际。

5.2.7 地震活动时空不均一性在概率分析中的考虑

地震活动在时、空规律上所显示的基本特点是，地震活动在时间上是不平稳的，在空间上是不均匀的，这和目前广泛被采用的、以泊松模型为基础的地震危险性分析模型是不协调的。如何来解决这一矛盾？途径有二，一是采用反映时、空不均一的地震危险性分析模型，这一途径结果是，导致复杂的数学模型运算和目前地震资料尚不能证实或实现的某些假定，因而其可信性和实用性都受到限制；二是以均一的泊松模型为基础，不作模型的根本改变，采用某些计算分析参数输入前的变更，以反映地震活动在时间和空间上不均一性。概括起来有如下一些考虑：

(1) 根据一个地区，一般以地震区、带为基础的统计单元，对可信的地质资料，进行地震活动性的时序分析，根据地震活动在时间序列上特点，估计未来感兴趣时段可能所处的地震活动期及其阶段，从而选用适当的地震活动期和时段，进行地震活动性参数的统计分析。

(2) 根据古地震研究，某些构造带或地区，有产生相同大小地震的倾向，这些地震震级有接近于最大震级的相对窄的变动范围，这就是所谓断裂带、构造区或地区的特征震级，反映在震级频度关系上，不是永远保持 b 值不变的斜线，而是由三段所组成，即大震级时显示低的 b 值、小震级时显示高的 b 值，因此，针对特征震级特点，可以引入特征震级的模式，而不是保持不变的 b 值（见 1.1.5）。

(3) 在详细研究地震地质的基础上，根据地震、地质差异，尽可能划分出不同级别的

潜在震源，以反映地震活动在强度上的不均一性。

(4)根据潜在震源地震活动特点，用多因子确定潜在震源年平均发生率分配的权系数 W_i。潜在震源 i 的年平均发生率为 $V_i = V \cdot W_i$，其中 V 为统计单元年平均发生率，它可根据前述方法确定。W_i 的确定要综合反映地震活动特点，主要从下列几方面来反映：

① 单位面积地震频度，反映了以潜在震源历史上地震活动频度大小为依据。一般以单位面积大于某一级别地震数来表示。

② 实际地震活动频度或地震活动度，考虑到不同大小地震的不同影响，以不同震级地震折合到某一级别地震为基础的等效地震频度，不同震级地震折合到某一地震 M_0 个数 N 时的公式可近似采用

$$N_i = 10^{b(M_i - M_0)}$$

权系数可采用地震活动度，即单位面积上按震级－频度关系折合到 M_0 地震数，其表达式为

$$A = \frac{1}{St}\sum 10^{b(M_i - M_0)}$$

式中，S 为潜在震源面积；t 为地震统计时段。

③ 潜在震源上限震级，这一考虑主要针对无历史记载而震级较大的震源，反映对大的潜在震源的加权，具体作法是以最大震级 M_u 按下式

$$N_{u,1} = 10^{b(M_u - M_1)}$$

折合到本地区最小强度 M_1 潜在震源。

表 5.2.3 是某地区按上述考虑确定的潜在震源平均发生率权系载。

表 5.2.3 某地区潜在震源年平均地震发生率权系数

编号	面积 (km²)	M_u	M>5.0 次数	b	权系数				统计区 v	v_i
					W_1	W_2	W_3	$\overline{W_i}$		
1	1106	7.5	6	0.52	0.457	0.684	0.80	0.647	0.068	0.044
2	2669	7.0	17		0.542	0.316	0.20	0.353		0.024
3	1280	8.0	9	0.42	0.325	0.622	0.603	0.517	0.103	0.053
4	2349	6.25	6	0.42	0.102	0.046	0.03	0.059		0.006
5	1756	6.25	4		0.092	0.026	0.043	0.054		0.006
6	2227	7.0	7		0.124	0.039	0.065	0.076		0.008
7	649	8.0	6		0.368	0.267	0.26	0.298		0.031
8	632	6.5	1	0.43	0.110	0.087	0.104	0.102	0.061	0.0062
9	576	7.5	2		0.30	0.424	0.309	0.361		0.022
10	112	6.5	1		0.63	0.487	0.58	0.568		0.035
11	302	7.0-7.5	0	0.42			0.09			0.01
外	182375	5.75	15	0.43	0.0002	0.002	0.0004	0.0008		0.00005

W_1 为单位面积地震频度权系数；W_2 为实际地震活动权系数（折合 M_0=4.5)；W_3 为最大震级折合地震度权系数；$\overline{W_i}$ 为平均权系数；地震活动度$=\frac{1}{S_t}\sum_{i=1}^{N}10^{b}(M_i - M_0)$。

(5) 按震级分档确定其发生率空间分配函数：在前述潜在震源年平均发生率空间分配权系数时，仅仅考虑到上限震级影响，并且主要以地震活动及其记录为基础的。为了反映地震、地质研究成果对潜在震源确定可信程度和潜在震源未来发生地震危险程度及不同级别可能影响，采用震级分档的空间分配综合权系数，或叫地震空间分布函数（华北区划编图工作组，1987），一般用f_{i,M_j}来表示。这里角标表示：i为潜在震源，M_j为震级分档，一般以半级为一级差。对于地震带中的每一个潜在震源区，各档震级M_j的年平均发生率可以表示为

$$V_{i,M_j}=\begin{cases}0 & (M \leqslant M_1,\ M \geqslant M_{ui}) \\ V_{M_j} \cdot f_{i,M_j} & (M_1 < Mj < M_{ui})\end{cases}$$

考虑到地震地质标志和地震活动研究特点，一般震级划分为 $M=6.0(M=4.0—6.0)$；$M=6.5(6.0<M\leqslant 6.5)$；$M=7.0(6.5<M\leqslant 7.0)$；$M=7.5(7.0<M\leqslant 7.5)$；$M>7.5$ 等。同一地震区带内或统计单元内，应满足

$$\sum f_{i,M_j}=1$$

表 5.2.4　潜在震源年平均发生率分配系数某些影响因素赋值参考表

考虑因素	分　类	赋值	归一值
5—10a 危险区预测 (1987--2000)	Ⅰ类危险区	1.0	10
	超长期危险区	0.6	6
	地震发生区	0.3	3
	非危险区	0.1	1
区划图(1978)	危险区	1.0	5
	非危险区	0.2	1
减震作用	减震区	1.0	5
	非减震区	0.2	1
地震重复性	未重复	1.0	10
	不同活动期重复过	0.6	6
	活动期内重复过	0.3	3
	百年内重复过	0.1	1
构造部位重复间隔	>3000a	1.0	10
	1000—3000a	0.7	7
	100—1000a	0.5	5
	100a 以内	0.1	1
活断裂特征*	NNE—NE 向走滑断裂	1.0	10
	NW—NWW 向走滑断裂	0.6	6
	深大断裂	0.3	3
	其他断裂	0.1	1
小震活动*	近期小震活动，位于网络节点	1.0	10
	本活动期发生过 $M>6.0$	0.6	6
	非网络节点小震活动	0.3	3
	近期小震活动，位于网络节点 最近发生 $M>6.0$	0.1	1

* 主要为华北地区

在大部分情况下，对于6.0级的潜在震源，因其地震地质标志不甚清楚，多半以面积大小来确定f_{i,M_j}，其表达式为

$$f_{i,M_j}=S_i/\sum S_i$$

式中，S_i表示$M=6.0$级及可能发生$M=6.0$潜在震源及其编号i。对于$M>6.0$潜在震源，按其地震地质标志和地震活动特点综合考虑，一般考虑因素有：

① 中长期研究成果；

② 地质构造条件；

③ 减震作用；

④ 地震重复性；

⑤ 小震活动；

⑥ 其他。

在具体考虑某一因素时，一般采用分档判分法，即给予一定间隔赋值，赋值依据来自于对实际材料的研究分析，个别情况下简单统计分析，为了和地震预测水平相一致，赋值档次宜粗不宜细，在一定资料基础上，根据专家经验判断，以2—4个级差为宜。表5.2.4赋值标准可供参考。表中所列部分因素中，5—10年危险区预测和1978年全国区划图，是在地震、地质、深部及前兆等综合研究基础上，对未来地震危险性所作全面预测，是各种因素综合。其他各项因素，均具有一定地区性和局限性，在应用时，可据具体情况加以应用，当然，亦可列入其他方面研究成果，不受本表所限。

5.2.8 场地概率地震危险性表示方法

1. 场地地震危险性表

表5.2.5和5.2.6是表达场地地震危险性最常见表，前者表示场地给定烈度或峰值加速度时概率水平和年重复周期。表下方列出50年超越概率0.1时场地峰值加速度和对应的烈度值。后者表示不同结构周期T_s，不同超越概率P时场地峰值加速度及其重复周期。据表，$t=50$年、超越概率P为0.1时，场地峰值加速度为0.2394g，其重复间隔为478年。

表5.2.5 场地地震危险性表

T_s / P / I	t (a)							重复周期 (a)	峰值加速度 (g)
	1	25	50	100	200	500	1000		
5.5	0.0114	0.2486	0.4355	0.6813	0.8984	0.9967	1.0000	87.95	0.04
6.0	0.0070	0.1600	0.2944	0.5022	0.7522	0.9694	0.9991	143.9	0.06
6.5	0.0040	0.0950	0.1809	0.3292	0.5500	0.8641	0.9815	251.0E	0.09
7.0	0.0021	0.0522	0.1017	0.1930	0.3488	0.6578	0.8829	466.8	0.13
7.5	0.0011	0.0265	0.0523	0.1020	0.1935	0.4159	0.6588	930.4	0.18
8.0	0.0005	0.0123	0.0245	0.0484	0.0944	0.2195	0.3908	2018	0.25
8.5	0.0002	0.0052	0.0104	0.0207	0.0410	0.0993	0.1887	4782	0.35
9.0	0.0001	0.0020	0.0039	0.0079	0.0157	0.0387	0.0760	12650	0.50

50年，超越概率为0.1时，峰值加速度=0.126(g)

表 5.2.6 场地地震危险性表

P \ PGA (g) \ T_s (a)	1	25	50	100	200	500	1000
0.900			0.0450 22.	0.0706 44.	0.1062 88.	0.1711 220.	0.2385 452.
0.700		0.0438 21.	0.0682 42.	0.1027 84.	0.1493 167.	0.2276 419.	0.2951 832.
0.500		0.0625 37.	0.0947 73.	0.1387 145.	0.1939 290.	0.2812 731.	0.3552 1454.
0.300		0.0932 71.	0.1366 141.	0.1916 283.	0.2560 572.	0.3521 1425.	0.4323 2854.
0.200		0.1215 114.	0.1729 228.	0.2342 454.	0.3036 912.	0.4075 2366.	
0.100		0.1779 242.	0.2394 478.	0.3103 980.	0.3883 2010.		
0.070		0.2102 352.	0.2773 712.	0.3508 1414.	0.4310 2838.		
0.050	0.0418 20.	0.2417 488.	0.3135 1013.	0.3918 2078.			
0.020	0.0759 50.	0.3399 1294.	0.4197 2615.				
0.010	0.1138 101.	0.4203 2628.					

2. 场地地震危险性概率图

对于场地地震危险性亦可用图 5.2.14 形式来表示。此图纵坐标为超越概率，横坐标为烈度或峰值加速度，曲线表示不同结构周期地震危险性。

3. 设计地震量板

为了工程设计使用方便，可将场地地震危险性结果制成量板图。这样，此表更加直观，更易内插取值。

(1) 场地峰值加速度设计量板

和前述图表相一致，可把场地峰值地震动危险性制成更直观而实用的图。因为它可供设计者作为场地设防决策之用。所以取名为设计量板。图 5.2.15 即为场地峰值加速度设计量板。

此图对角线示出场地峰值加速度大小的坐标，与其平行的为等超越概率曲线组。图中表示 0.01—0.999 一组平行曲线。对角线本身为 $P=0.632$ 等概率线。图左侧纵坐标表示了结构有效值用期 t，横坐标表示了场地地震动的重复间隔或复发周期（图左上角小方块示意了量板用法）。设计人员或工程决策人员可根据工程的需要和经济方面的考虑从图中选

用不同地震峰值参数。因为此图对角线所示的地震动参数可以转换或变更。因此，可以根据同样的原理方便地作出场地烈度、峰值加速度或峰值位移等参数的量板。此图具体用法是：

① 先决定结构的有效使用期限，例如 50 年；

② 再决定在此结构有效使用期限内所冒的风险度。例如，以场地地震发生概率超越 0.05 时才考虑设防或作为加固标准。也就是在 50 年内风险度小于 5%。在这种情况下，可得出 50 年有效期与超越概率 0.05 线的交点 Y。

③ 由交点 Y 作垂线，与标有地震动刻度的对角线相交，其所示的地震动值即为所考虑的地震动参数。此垂线与横坐标的交点即为该场地地震动参数的重复间隔。由图 5.2.15 量板得到峰值加速度约为 0.17g（内插），其再现周期约 10^3 年。

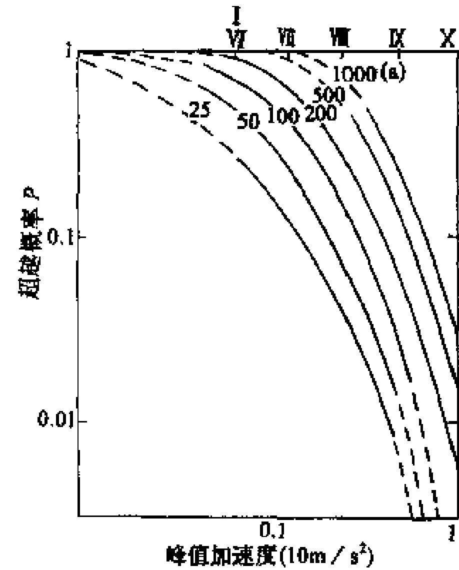


图 5.2.14　场地地震危险性图

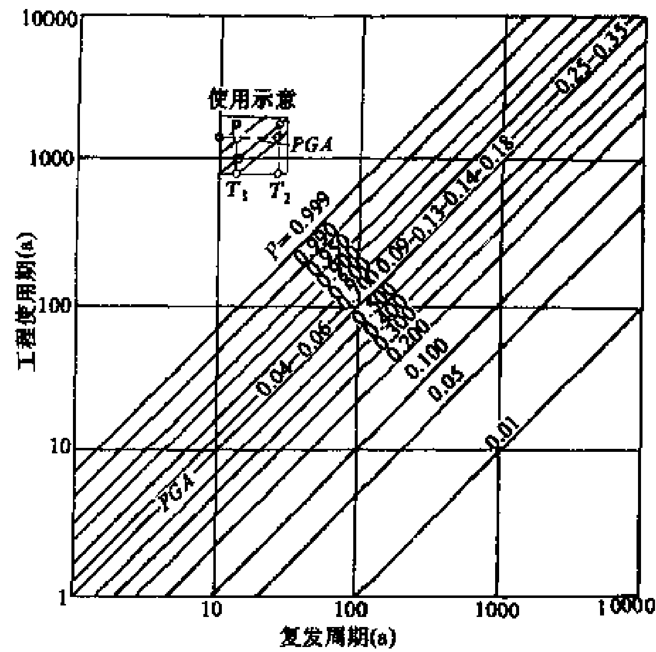


图 5.2.15　设计地面加速度量板

(2) 场地地面谱量板

场地设计地面加速度量板，仅仅给出单一的地震动参数，如峰值加速度，即使转换成速度、位移和烈度，也仅仅给出相应的单峰值。而从工程设计要求来看，反应谱则为可以广泛使用的设计参数。从地震反应来看，作为场地地震反应的输入，岩石地震动反应谱是合成目标谱的基础。因此，对场地地震危险性，不仅仅是单一幅值，而是要用谱来表示。当然，这里也存在如何合理选择相应概率水平的反应谱问题。这也需要把复杂地震动参数，即表示场地地震危险性的谱，用一个较为直观和使用比较方便的形式表示出来。这里，我们将场地岩石地震动谱的危险性制成一个量板，它反映该场地不同结构使用期、不同概率水准条件下地震反应特点。图 5.2.16 即为此量板图形式。在此图上表示了结构有效使用期 t，超越概率 P，地震动峰值再现周期 T，反应谱周期和反应谱值等参数之间的关系。此图用法如下：

① 确定结构有效使用期，如 50 年；

② 确定结构的风险度或可接受的危险水平，如 $P=0.1$；

③ 50 年有效使用期与 $P=0.1$ 的交点所对应的纵坐标为再现周期，其值为 475 年。以此再现周期拉一条水平线，此线与各周期（实线）所有交点垂直向下引线，在标有谱值的横坐标上，即得到不同结构周期时加速度谱值；

④ 由上述谱值即可作出相应的加速度反应谱。此反应谱即为 50 年、超越概率为 0.1 时的岩石反应谱。

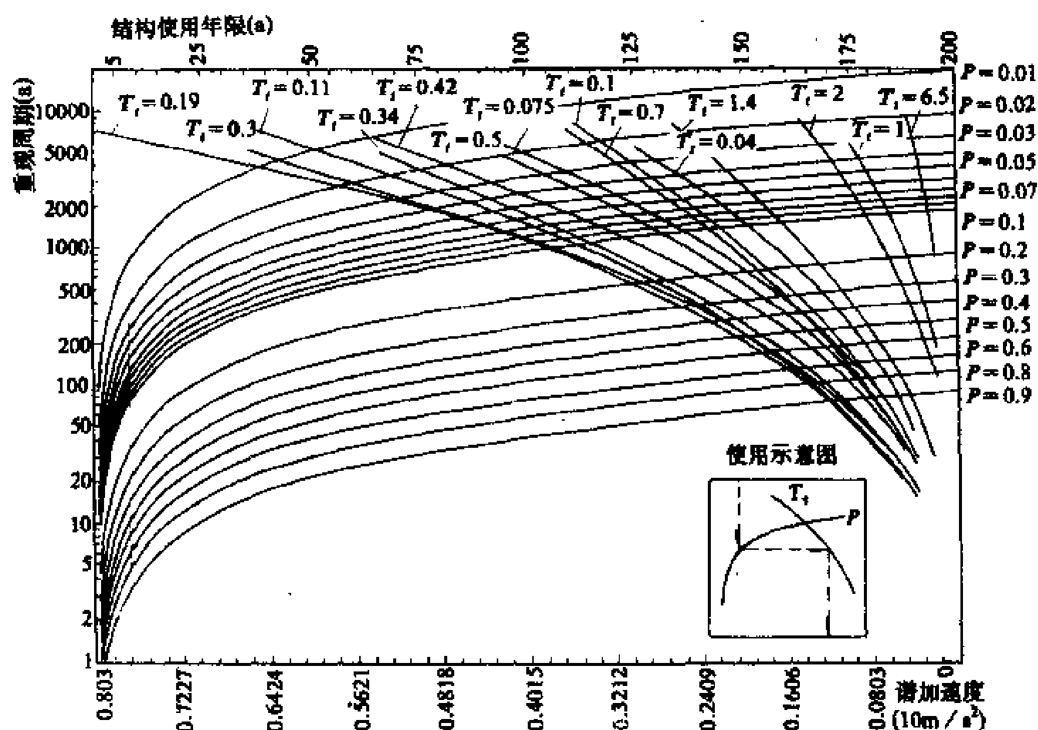


图 5.2.16　场地地面谱量板

根据同样的原理可以制成速度和位移谱量板。应用同样的方法，可以作出相应的速度谱和位移谱。

第6章　场地特征和场地地震反应分析

6.1　基岩地震动

6.1.1　基岩地震动和地震基岩概念

基岩地震动术语来自英文 Bedrock Ground Motion，Rock Ground Motion，日语为“基磐”。

所谓基岩地震动是从地震动预测简化模型分析中引导出来的。例如，我们可以把场地地震动视为震源、传播路径、场地地质三个方面的主要特性共同的作用结果，其一般数学形式可以写成（频率域）：

$$G(\omega)=S(\omega)\cdot T(\omega)\cdot L(\omega) \tag{6.1.1}$$

式中，$G(\omega)$表示场地地震动；$S(\omega)$表示震源震动；$T(\omega)$表示波传播介质（路径）对震源震动$S(\omega)$的影响（或传播路径转换函数）；$L(\omega)$表示局部场地地质条件对震源震动的影响（局部场地转换函数）。图6.1.1表示了这一简化的数学过程。

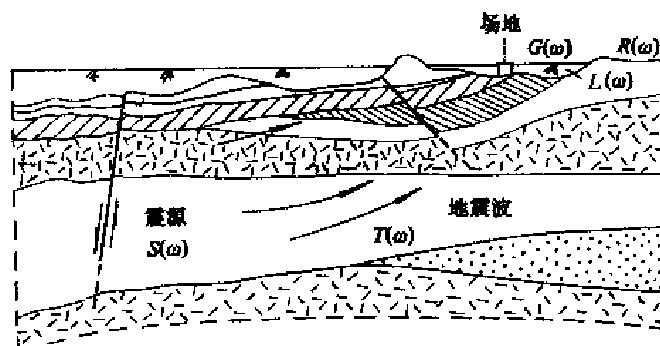


图6.1.1　场地地震反应分析示意图

根据地震动观测研究，传播路径对震源运动的影响往往是大尺度的。地震波能在大范围岩石中传播效应主要来自于传播介质的非弹性能量衰减和几何衰减，尤其是对远源或远场而言，或者说为了简化对大范围波传播效应分析，一般把传播路径视为相对均一半空间，而忽略其局部不均一性。当然，对于近场当作别论。观测实践证明，这一简化，对地震动研究是能满足的。而局部场地条件则因地而异，其变化较之基岩面言复杂得多（指岩性差异和厚度，局部地形等变化），因此，在应用式6.1.1进行地震动预测分析时，一般分为两步进行，即

$$G(\omega) = R(\omega) \cdot L(\omega) \tag{6.1.2}$$

式中，$R(\omega) = S(\omega)\ T(\omega)$ 表示基岩地震动，主要考虑震源运动和传播路径的影响。例如，震源运动主要考虑震源尺度、强度或其特征。而传播路径主要考虑介质非弹性衰减、介质因子品质 Q 和几何衰减-场地距离 R 等。第一步预测 $R(\omega)$，第二步再预测 $L(\omega)$。从工程地震角度来看，$R(\omega)$的预测是大范围平均地震动预测；$L(\omega)$的预测是局部场地地质条件的地震动效应预测。前者是解决场地共性问题，后者是解决场地个性问题。

但是，从地震动预测角度来说，基岩地震动预测和局部场地地震动预测是不可分割的两部分。尤其随着地震动研究的深化，基岩地震动往往是场地地震动预测的基础，是场地地震动分析的输入运动。在某种意义上来说，基岩地震动（输入）和局部场地地震反应（输出）共同构成地震动小区划或场地地震预测的基本内容。形式上分为两步，实质上在具体分析时，又是通过一次来实现的。因此，基岩地震动实质上为进行场地动力分析研究而定义的类似于基础岩石界面的输入地震动。基岩地震动是工程地震学方面的概念，这里基岩含义是和地质学或工程地质学中基岩含义有明显差别的。工程地震学上所确定的基岩含义系指某一深度或某种特性的岩石，在很多情况下，主要是从地震动预测和作为局部场地地震动分析的输入来考虑的。一般以不影响局部场地地质单元地震反应或对其反应的影响限制于可忽略（可接受）的范围。地震动预测要求简便，满足工程的要求。这样，大部分裸露的坚硬、半坚硬岩石所构成的场地无疑可列为基岩场地。从对地震动反应分析影响的角度来看，以对地表地震动影响最小或可以接受的输入深度或岩石类型，亦可定为基岩，即在地震反应分析时，可以视为“刚性”基底。这里所谓“刚性”包含着对表层地震动影响和上下层之间声学阻抗差异这两方面的因素。日本土木学会编的地震反应分析及实例（路秉杰等译，1983），从地震反应分析角度，将上述岩石称为“地震基岩”。构成这种地震基岩的必要条件是，首先，地震基岩下的地层与其上地层相比，在组成和力学性质方面变化都比较小，最好是能使 S 波速度没有急剧的变化。其次，地震基岩随震源的距离差别不大，而且存在一定的广度，在此面上的力学性质应尽可能均匀。因此在日本，将神奈川县川崎市地区广泛分布的上新世的泥岩层（S 波速达 700m／s）视为地震基岩。而 1968 年调查国营铁路东北干线震害时，将地震基岩定为 S 波速为 400m／s 的洪积砾石层。此洪积砾石层顶面最大深度为 35m 左右。

这样，从地震反应研究角度，下列岩石可以视为工程地震学基岩范畴，即可以作为局部场地地震反应分析的输入基底和在进行岩石地震动预测时作为相对均一的半无限空间。

(1) 坚硬、半坚硬岩石；

(2) 致密前更新世洪积、冲积砂砾石层；

(3) S 波速大于 500—700m／s 的地层和其深度以下地层；

(4) 下层波速和上层波速之比大于 2 倍时，则下层亦视为基岩。例如，上层波速为 200m／s，而其下地层波速为 450m／s 时，上下层波速比大于 2 倍，则相对于上层来说，下层可视为基岩。但要注意，只有下层连续厚度很大或比上层大得多，且其下不出现低速 S 波的地层时，才可作为基岩。较深的地层或夹层或其下有低速 S 波地层时，则应另作别论。

上述基岩范围仅仅是个定性的范围，在地震反应分析时，具体确定基岩范围时，可以

作些运算试验，以对地表反应影响限制在可接受的范围为宜。另外，尚要考虑不同目的所需不同精度要求。例如对一些重大、特殊工程，规定地震基岩 S 波波速应大于 700m／s，而民用工程则以 S 波速大于等于 500m／s 坚硬土视为地震基岩。

6.1.2 场地基岩地震动输入确定时地震强度背景的考虑

从场地地震反应分析来看，场地基岩地震动是作为场地地震反应的输入来处理的。作为场地地震反应的输入，除了采用适当的预测方法而外，还要考虑场地地震的强度背景。

所谓场地地震的强度背景是指场地过去、将来遭受到的地震强度。前者是已经发生的，后者是带有某种预测性的。因为不同的地震强度不仅有不同的地震动特点，而且作为一种输入也将在场地地震反应中起有不同的作用和影响。根据场地地震强度背景确定几种类型的地震动作为输入。如对地震反应的输出作出适当的比较，有可能获得场地具代表性的地震动反应。

1. 强度背景分类

场地地震强度背景分类视场地周围的震源特征而定。一般从场地地震反应分析出发，可分为三类。

(1)按地震强度分为：①中小地震：震级 $M<6.0$；②中强地震：震级 $M=6.0—7.0$；③强烈地震：震级 $M>7.0$。

(2)根据场地与震源距可以分为：①近源地震：震源距小于 30—50km；②中源地震：震源距为 50—100km；③远源地震：震源距大于 100km。

对于一个具体场地来说，中小地震只有在近源时才有较大的影响，而远源地震只有强烈地震才对场地有影响。其具体组合方案大致有 6 种（表 6.1.1）。为了系统研究、比较场地地震反应，场地输入地震动可有 6 种情况。

表 6.1.1 强度、距离组合表

强度类型	影响范围
中小地震	近源
中强地震	近、中源
强烈地震	近、中、远

2. 场地地震强度背景确定依据

场地地震强度背景的确定依据主要包括以下三个方面：

(1)历史地震记载：场地历史地震的记载反映了场地已经经受过的地震强度。这是从历史重演的角度来考虑场地的强度背景的。

(2)地震危险区：地震危险区是对未来百年地震危险性的预测。场地及其周围地震危险性大小（一般用震级表示）是场地地震强度背景确定主要依据，尤其是采用定数法分析时。

(3)潜在震源对场地地震危险性的贡献：在场地地震危险性分析中，场地地震危险来自各潜在震源影响之和。事实上，在 200—300km 半径范围各潜在震源对场地地震危险性的贡献是很不相同的。因此，可根据潜在震源对场地地震危险性的影响程度和影响的比重

来确定场地地震强度的背景。贡献大，则应予以优先考虑。

6.1.3 平均场地条件下地震动时程到基岩地震动时程演绎

在常规条件下，在场地进行地震反应分析时，所需要的基岩地面地震动都是通过两个地区地震烈度和地震动资料进行适当转换而得到。在选用邻区地震动参数时，是直接选用岩石地面地震动资料，从而直接演算到场地岩石地面地震动。事实上，由于"岩石"概念在工程地震学中不是一个严格定义或者是尚未统一的严格意义，在很多情况下，所给出的岩石地震动衰减反应是一个广泛岩石地面地震动衰减特征的资料。在这种情况下得到的场地岩石地震动也是反映范围较为广泛的、不严格的岩石地面地震动。因此，作为场地反应的输入，将会带来的困难是：因其概念不清，无法确定输入基底，特别在大于50m厚层覆盖层场地地区，若以基岩面作为输入基底，这就会出现较深地层动力参数无法直接得到的困难。因为，在很多情况下，场地地震反应分析所需要的地层动力参数都来自50m以上浅层。为了克服这一困难，比较可行的办法是直接应用平均土层地震动资料得到相应条件下地震动的衰减特征。因为这在很多条件情况下是易于做到的，而且也符合我国以反映各种场地土条件下平均烈度衰减资料为基础的条件。应用一个等效模型，由平均土条件下地震动演绎出场地输入岩石地震动。具体步骤是：

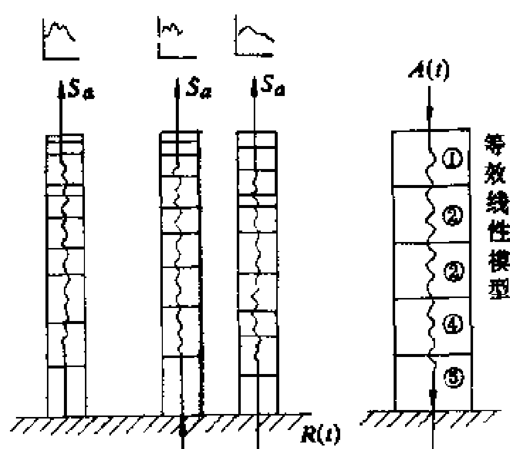


图6.1.2 等效模型和输入地震动示意图
$A(t)$ 为输入地震动函数；$R(t)$ 等效岩石地震动函数；① ② … 为分层

(1)应用平均场地条件下地震动衰减和烈度衰减，通过场地地震危险性概率分析得到某一场地平均条件下地震动谱。

(2)以场地平均土质地震动谱作为目标谱进行地震动时程人工合成，它实质上反映的是平均土质条件下场地地震动时程。

(3)确定场地演绎的等效模型。

(4)应用适当的地震反应分析方法进行岩石地震动反演，可得到场地地震分析用输入地震动。

上述基本步骤和方法可用图6.1.2示意。

关于等效模型和其等效深度确定可据以下几种方法：

(1) 根据地质特征的方法：特别在持续沉降的地区，根据沉积韵律变化，以超过30—50m最晚沉积韵律为界面，最好在挽近沉积韵律下有较厚的、较密实的砂层或砾石层。

(2) 根据土层波速随深度变化的方法：一般取S波速大于500m／s地层的深度作为输入基面，但要注意在该层深度下避免存在厚层软弱土层。

(3) 以Ⅱ类土场地为条件的方法：根据场地层波速大小，采用厚度加权平均S演速概念，以平均波速达300m／s时深度作为输入基面。表6.1.2为某工程场地等效模型参数及其对应深度表。

表 6.1.2 等效模型参数

层号	厚度 (m)	V_S (m/s)	ρ
①	10	150	0.180
②	10	250	0.185
③	10	300	0.190
④	10	350	0.195
⑤	10	450	0.20

6.2 场地地震工程地质单元及其划分

不同地质环境条件下会出现不同地震地质效应，而不同地质环境下形成的场地又往往具有其特殊静力学和动力学特性，在地震作用下会显示一定的性状特点。场地地震工程地质单元（或简称场地地震地质单元）就是基于这一事实提出来的。它是具有一定地震工程特性的地质单位，也是场地地震反应分析和地震工程评价的基本单位，它的确定和划分主要包括以下三个内容：

(1) 以地质学、工程地质学为基础的场地地质单元划分和评价。

(2) 以反映地质单元中波传播特性和动力特性的波速为基础的场地平均波速分区。

(3) 以反映地质单元振动特性为基础的场地周期划分。

因此，具有一定地震工程特性的场地地震工程地质单元的确定和划分反映了地质学和地震工程学的有机结合。它不仅是场地地震区划（地震小区划和设防区划）的基础，而且也是进行场地地震区划的主要步骤和方法。事实上，从动力学观点出发，就场地区划最终目标和表这方式来看，在众多的以地震反应为基础的地震小区划之间的差别似乎不大。但从基本思路、工作重点和实行步骤来看，确实存在着两种不同的思路和方法。

一种是以单个钻孔岩性（包括其动力性质）及其土层厚度为基础并作为场地条件的基本单元，采用地震反应的定量方程，进行场地地震反应分析和分区。这种区划的精度取决于场地钻孔及其勘测试验的多少，例如，规定 0.5km 孔距（即 4 孔 / km^2）为宜。

另一种则是本书提倡的方法。它是在场地现有水文地质、工程地质条件详细研究分析的基础上，首先进行场地地质单元划分；然后在对场地地质单元进行地震工程地质问题评价基础上，针对具体问题补充适当的、必要的钻孔及勘测试验，再根据地质和动力学特性等，对具有一定地震工程特性的基本单元进行场地地震反应分析，最终进行场地区划。

在场地地震区划的实践中，以场地地震工程地质单元为基础的地震区划显示了两个主要优点：其一是充分考虑了场地地质条件及其对地震效应的影响，从而使场地地震区划更具环境科学特点和更具科学性。由于考虑地质环境条件，不仅充分地利用以现有地质资料为基础的成果，而且使场地地震区划工作和以往工作，特别是城市规划、建设规划等具有继承性和延续性，从而使场地地震区划更易纳入原有规划轨道，更易为工程人员接受和推广应用。其二是充分利用原有水文地质和工程地质成果，不仅大大地降低了工作量和进行场地地震区划成本，而且，可以根据场地现状和条件（包括资金和人员条件）给予了一个可供选择的余地。从而提高场地地震区划的社会经济效益。

6.2.1 场地地质单元的定义和划分目的

所谓场地地质单元系指一个工程场地可能对地震动有明显影响的地质单位。场地地质单元实际上由包括一定厚度地层及其组成物质、不同地层岩性、岩相组合特征等构成的地质体。作为一个地质体可以由一定厚度的单一地层组成，也可以由多层、不同岩性、结构特征的地层组合而成。但对一个具体场地而言，相同地质单元，无论在地质成因、物质组成及其物理力学特性，以及在可能对地震动影响方面，都具有相近的作用。

场地地质单元划分的主要目的是：从整体上搞清场地地质条件及不同地质体可能对地震效应的影响。包括地质体的地震动效应和地震场地破坏效应。

场地地质单元划分，一般通过详细的地面地质和一定钻探、物探、水文地质和工程地质试验等，以及相应地震工程特性试验基础上进行。在很多情况下，特别在缺乏钻孔资料条件下，充分应用地质学的基本原理进行必要的、详细的地面地质调查，根据地学的规律有可能使我们从宏观上掌握场地基本地质特征、可能发生的地震动效应和场地破坏效应及其宏观评价。在可能的条件下，补充少量钻孔和试验（包括动力试验），将会获得广泛的效果。正确的场地地质单元划分对于进一步布设场地动力特性试验和观测试验将具有直接的意义。场地地质单元划分不仅从总体上掌握场地地质条件及其宏观的地震动效应和场地破坏效应，而且，为我们进一步确定一个具体场地地震小区划的工作重点和所要解决的问题及其范围提供了基础。因此，场地地质单元划分是地震小区划工作的基础，也是进行地震小区划的前期工作。

具体来说，场地地质单元划分目的在于：

(1) 在详细的场地地质单元划分和宏观评价的基础上，确定场地可能的地震地质效应及其类型、特点、可能危害、空间分布等，确定地震小区划工作的重点、拟解决的问题以及地区和现场、室内观测试验等；

(2) 根据场地地质单元所具有的地震、地质等资料的状况和场地地震区划的基本要求及工作重点，布设现场钻探、勘探、物性测试和动力特性测试；

(3) 根据场地地质单元空间分布特征和其动力学特征，作为场地地震反应分析方案设计（计算模型，物理模型的理想化、平面分配及输入和输出等）的依据；

(4) 根据场地地震反应分析和场地破坏效应预测结果进行场地地震小区划和设防区划。场地地质单元分界线往往为我们提供了合理勾画场地地震区划的界线。

场地地质单元划分是以震害地质为基础的，是地质和震害的有机结合，是地质规律和震害规律在工程地震和地震工程学中的充分利用。充分利用场地各种地质资料、地震、地球物理、动力、静力特征资料及成果进行场地地质单元划分，不仅可以降低场地地震区划的成本和提高区划工作的效率，而且可使场地地震区划工作和以往的场地地质工作、场地水文地质和工程地质工作与场地环境演变、发展，乃至原有规划之间，具有延续性和继承性，从而使地震小区划工作更具科学性和实用性。

6.2.2 场地地质单元划分的基本原则和方法

如何进行场地地质单元划分，这里涉及到两个基本问题：一是从地质学角度进行地质单元划分；二是从工程地震学或从地震效应预测的角度进行划分。前者是解析划分问题，

后者是合并归类问题。这两者实际上是相辅相成的。缺乏前者，往往带有盲目性；不考虑后者，则达不到小区划的目的。

从地质学的角度来看，场地岩体和土体都是在一定的地质环境条件下形成和发展的，其组成物质、结构构造特点、物理力学性质、目前的状态及其分布等，无不反映了地质环境及其作用的特点。因此，从地质学上应用反映地质环境特征的地质单元体进行场地划分，不仅能从总体上认识和掌握场地条件、场地的规律和状态，而且可以抓住场地地震效应问题。例如，以松散沉积物为主的平原地区，从地形、地貌和沉积物分布特征等方面就能把握住场地的基本地质条件和可能出现的地震效应；在退海的沉积平原区，分布有厚层、粒径均一的饱水细砂层，这时，我们首先就会想到大面积砂土液化及其危害和地层非线性对地震动的影响等问题；而在河谷阶地地区，不同地貌部位可能出现的各种地震效应，古河道地区除砂土液化外，可能还存在不均一沉降、地裂缝等场地破坏效应；而在丘陵山区，把握住岩体结构特征，对斜坡效应、特别是斜坡失稳等将会有合理估计。

但是，场地地质单元划分又不能替代场地地震区划。因为场地地震区划的最终目标是在区域划分的基础上进行场地地震效应的预测和设防区域划分。因此，不仅要考虑场地地质条件可能对地震效应的影响，还要考虑场地工程特点、震害特点和工程的实际应用，故要对场地地震效应相同或相近的地质单元进行归类合并，从而给出所划分区域内满足工程需要的地震效应和参数。但是正如前面所述，场地区划的最终界线勾画则又要根据地质特点和通过地质类比寻找地震效应相近的环境。

因此，场地地质单元划分既要考虑地质学的基础，又要考虑地震工程学的目的。两者有机的结合，应该是场地地震区划的基本原则方法。

由于局部场地地质的复杂性、地质和地震地质效应的多样性，就目前的认识条件，全面而系统地论述场地地质单元划分原则和方法是不可能的，也是不必要的。作为场地地震区划工作者，其主要任务也许是在总的认识前提下，根据具体场地条件，在上述基本原则和方法前提下，并考虑个人的实践，进行场地地质单元划分，也许是切合实际的。

概括来说，场地地质单元划分的一般原则有如下几点：

(1) 场地地质单元划分应以地质学理论为基础，以场地地震效应预测和满足地震工程应用为目的。这就需要地质和震害经验的有机结合。

(2) 对于大部分以第四纪松散地层为主体的场地，地质单元的划分可以是多尺度、多级别的，一般以Ⅲ—Ⅳ级划分为宜。不同等级区反应了不同尺度范围的地质单元。不同级别划分的具体方法如下：

①第Ⅰ级：为大范围、宏观划分。以第四纪和地貌成因特点为基本依据，如山前倾斜平原、冲积平原、滨海平原（或三角洲）、山区或丘陵山地等。

②第Ⅱ级：为中等尺度的划分。以地貌成因、物质沉积环境划分。例如，对于一个冲洪积平原可以根据不同地貌的沉积环境划分为洪积扇顶部沉积区($Ⅱ_1$)、洪积扇边缘沉积区($Ⅱ_2$)、冲积平原($Ⅱ_3$)等。

③第Ⅲ级：为中小尺度的划分。以沉积物在垂直剖面上的岩性和岩相组合特征为主要依据。众所周知，一方面场地作为一个地震波的传播介质，由于其岩性和岩相组合特征（颗粒组成及韵律，层理，固结程度，密度，结构，单层厚度及饱水等）不同，将会对地震波有不同的滤波、放大效应。另一方面，场地作为一个支承上部结构的介质，不同岩性

和岩相组合特征将会有不同的物理、力学特性和在动力作用下不同的动力学行为，因而会出现不同类型的场地破坏效应和不同震害类型。

④第Ⅳ级：也是中小尺度划分。一般根据沉积物或场地土的厚度来划分。因为不同的厚度反映了对地质体刚度的影响。

(3) 场地最小地质单元原则上是场地地震反应分析的计算单元，因此，场地地质单元划分的程度，则以区别单元地震反应差别为准。

(4) 在场地地质单元划分前，作为场地地质单元划分的基础可以编制和场地地质单元划分直接相关的基础图件，如第四纪地层、岩性分布图，第四纪地层或场地土等厚度图，地下水埋深图，水系变迁图，表层填土图，可液化地层分布图，软弱土层分布图等。

6.2.3 典型场地地质单元的划分

作为工程场地，其地质环境多种多样，特别是我国的地域辽阔，地质环境复杂，工程场地类型也极为多样。系统、全面论述场地地质单元特性和划分无疑会受到篇幅的限制。这里仅以几个典型场地为例介绍场地地质单元特征及其划分方法。事实上，这些典型场地所具有的代表性也许足以使大部分读者掌握工程地质单元划分原则和方法，对于少数特殊场地，希望能举一反三、顺理成章。

1. 洪冲积平原场地

洪冲积成因的平原是我们经常遇到的场地，尤其是我国许多平原区大中城市都座落在这类场地上，华北平原、太行山、燕山山前的大中城市尤为典型。

(1) 洪冲积平原沉积物（区）基本地质特征：大型山地河流年流量变化不大，水流稳定，侵蚀能力强，山地河床与平原河床的坡度变化不大。在河流出山口处并不散成网状水流，从山区携带的丰富冲积物可以继续搬运到距山区很远处，在下沉区逐步堆积成延伸很广的扇形沉积体，向大平原过渡，从而形成洪冲积平原。实质上为冲积为主的平原，而在此平原近山处，显示有洪积作用特点。洪冲积物在空间分布上呈扇形堆积体，扇顶位于河流出口处，扇缘与平原相接。以永定河洪冲积作用为主形成的北京平原即属这类成因的平原。这类平原，自扇顶至扇缘在平面上大致可以分为四个沉积带：

①扇顶沉积带：主要沿出山口不远地方分布，其组成物质以粗大的砾石为主体，并含有巨大石块，分选性差，无層理，砾石磨圆度较低。很多洪积扇顶部位于新生代断陷的边缘处。那里升降运动幅度大，地形高差悬殊，山地河流出山后流速急速变缓，大量物质倾泻在山前凹陷中，并随断陷凹地的下沉，沉积厚度不断变大。这个地带，由于沿山间支流或溪流作用形成的大小不等的洪积扇形体，便共同构成洪积扇裙。总的来说，这个地带由于物质粗、厚度大、水流突然变缓、地表水渗透性强、地下水位比较低，在地震作用下，除了应注意斜坡失稳地震效应和局部粗砾石中充填物不均匀下沉外，似乎对一般工程尚不存在由场地破坏效应导致的危害。

②洪积扇中间带沉积区：沉积物以砾石、粗砂为主，沉积颗粒稍有分选，砾石和砂层常具透镜体构造，主要原因是水流在此多形成许多分散辫状水流，每次丰水期的水流速速并非一致，很不稳定，所以造成砂砾石透镜体状。砂砾石层中可见有不甚规则的斜层理，斜层理向平原方向斜倾。相对来说，碎屑物不及顶部大，地形坡地相对平缓，地下水也变浅。从结构上看，多以砾石、粗砂结构为主，局部夹有粘性土层。除非存在有活动断裂条

件而外，从地震效应角度看，这一地区为良好场地，一般不出现场地破坏效应。

③扇形边缘沉积区或前缘沉积区：主要由细砂、粉砂及粘土组成，沉积物质颗粒分选较好，具有明显微斜层理和水平层理，沉积厚度相对较小。在地形上往往形成一些低洼地带、湖沼。这里的地下水常出露地表，有泉水或地下水溢出，湖沼和洼地往往是地表水排水不畅形成的，沉积物以灰黑色有机质粉细砂为特征。在垂直剖面上，砂、粉砂、淤泥质粘土、淤泥等交互成层，构成互层结构，地基承载力相对较低。场地土一般属中软，可压缩性。通常为不良工程场地，地震作用时地基失效和局部粉细砂层液化是主要场地破坏效应。

④平原沉积区：地势平坦，水流减缓，碎屑物以细粒粘性土层为主。局部古河道沉积有砂砾石层，为主要含水地层。地层结构以厚层粘性土层夹其他土层的夹层结构为主。沉积物厚度较大，除古河道、古湖泊沉积外，粘性土层为主干层。除因地层厚薄导致不同地震动效应外，局部古河道、古湖泊、故河道、故湖泊砂层和粉细砂层往往在地震作用下会出现饱水砂土液化和不均一沉陷等场地破坏效应。

(2) 洪冲积平原场地地质单元划分：根据洪冲积平原沉积物特点及其宏观的地震效应，地质单元划分原则及等级如下：

①以地貌及沉积物岩相分带为基础，分为三个单元作为一缘划分：

Ⅰ.顶部沉积区：包括扇顶和扇中间两个沉积区；

Ⅱ.边缘或前缘沉积区；

Ⅲ.平原沉积区。

②以每带岩相结构特点为基础划分二缘单元，如单层结构、夹层结构及其他过渡型结构等。岩相结构划分主要根据剖面地层厚度比例来定，表 6.2.1 标准可供参考。

③以地层总厚度划分为三级单元，一般划分标准可参照表 6.2.2。

表 6.2.1 岩相结构分类表

结构类型	特 点
单层结构	以单一地层组成，夹层单层厚度<1m
夹层结构	主要地层总厚度与次要地层总厚度之比大于 4
互层结构	相近厚度地层重复出现

表 6.2.2 厚度等级划分表

厚度等级	厚度 (m)
巨厚层	>100
厚 层	15—100
中厚层	2—15
薄 层	<2

(3) 北京平原地质单元划分实例

①北京平原松散沉积物基本地质特征：北京平原位于华北大平原的西北边缘，西部和北部与连绵不断的群山相接，东南和平缓倾向渤海的平原相连。流经本区的主要河流有永定河、潮白河、北运河、拒马河和洵河等河流。第四纪以来，由于西部和北部山区的相对上升，平原区的相对下沉，流经山区和平原的上述主要河流，在本区大陆性气候特点下，在不同地质时期所夹带的各种碎屑物质，于山前平原地区逐步堆积。因此，从地质成因上来看，北京平原系西部和北部山区相对上升、平原相对下沉的内力长期作用和上升山区遭受侵蚀后，将破坏的碎屑物由于河流的携带而不断充填于下降的平原的外力作用共同作用的结果，从而形成广阔的山前洪积、冲积平原。对于这样成因类型的平原，无论在其外貌

的形态上，还是在沉积物的空间分布上，地下水活动的规律上均有其独特的特点。这些特点也正是我们进行本区岩相特点研究和地震反应分析的地质基础。

和上述地形地貌特征相一致，北京平原地下水分布和发育亦有自西北向东南规律变化之趋势，地下水总流向自西北向东南流动，埋深自西北向东南逐渐变浅，迳流渐趋滞缓。在洪积扇之间的一些洼地，地下水埋深小于3m。洪积扇边缘地区，由于岩相剧变，地下水往往溢出地表，在此，往往形成一系列湖泊和沼泽地，如北京西部的昆明湖和西南部的莲花池等。

从岩相和碎屑物的空间分布来看，无论在垂直剖面上，还是在水平方向上，沉积物岩相都显示了空间分布的规律性变化。

在时间剖面上，据北京市地质研究所资料，北京平原各时代第四纪沉积物的特点是：下更新统以黄色、浅红色粉质亚粘土和胶结的卵砾石层为主，大部分为小面积的冲积物；中更新统发育有冲积、洪积和坡洪积等成因的松散地层，主要以红色、红黄色粘土和亚粘土为主，一般称为老黄土；上更新统广泛发育了巨厚的黄土堆积，并具有直立节理，含钙质结核，多无层理，夹砾石层，冲积、洪积、坡积和残积各种成因均有，在山前洪积扇和Ⅱ级台地上均有发育；全新世较上述各时代堆积更为广泛、复杂，现代河床、洪积扇、河漫滩均有发育，成因类型也多。冲积层以砾石（卵石）层为主，堆积松散，分选好，有时构成Ⅰ级阶地。湖积层一般分布于山前平原地下水溢出带部位，以黑色淤泥和泥炭为主。洪积成因分布广，沿山前地带洪积扇均有分布。在平原，广泛分布的是含有较多有机质的灰色、褐色及灰色粘质砂土和褐黄色的粘质砂土层，其下分布有较厚的砾石层。

从松散沉积物空间分布和地质剖面上的变化来看，由于北京平原主要是一个洪积、冲积平原，因此，从山区到平原，从西北到东南均有显著的沉积物分带性特点。图 6.2.1 是西部山区到通县以东地区的第四纪沉积物变化的地质剖面，从这一剖面中可以看到，西部地区是以粗碎屑的洪积成因为主要类型的沉积物，它们组成了洪积扇的顶部，主要地带由卵石、砾石等沉积物所占据。向东，沉积物由粗逐步变细，由砂和粘性土互层结构逐步变为以粘性土层为主体的沉积层。总的来说，这主要是由于洪积、冲积物质重力分选的结果。但是，由于地壳活动和人为因素的影响，上述分带特点的变化亦趋复杂化，特别在北京城区附近，堆积有十几米厚的人工填土，则是人类活动的直接结果。

②地质单元划分：考虑到本地区地形、地貌、地下水埋深特点和岩相空间分布特点，以 50m 左右深度的地质钻孔岩性、岩相变化为基础，从岩相成因上，把北京平原岩相划分为三个主要沉积区，即Ⅰ.洪积扇顶部沉积区；Ⅱ.洪积扇边缘沉积区；Ⅲ.冲积平原沉积区。

Ⅰ.洪积扇顶部沉积区：这一沉积区主要占据了北京平原的北部和西部广大的山前地带。在此沉积区内，除了沿山为一些坡积堆积物如残积黄土和风化碎石、漂石以及粘土而外，主要由洪积成因粗碎屑物所组成如砾石、粗砂等。有时，粗碎屑的砂砾石层由表层粘土所覆盖，有时直接出露地表。这一地区，地下水位深。从一般工程地质条件来考虑，本区可视为良好的工程地基场地。

根据洪积扇所处的地理位置和洪积扇的水系特点，可以分为六个亚区，即：$Ⅰ_1$永定河洪积扇顶部沉积区；$Ⅰ_2$沙河洪积扇顶部沉积区；$Ⅰ_3$潮白河洪积扇顶部沉积区；$Ⅰ_4$沟河洪积扇顶部沉积区；$Ⅰ_5$拒马河洪积扇顶部沉积区；$Ⅰ_6$大石河洪积扇顶部沉积区。

由于构造运动和沉积环境的变化，上述六个洪积扇顶部沉积区的沉积物的性质和地层组合特点，也是很不相同的。根据各洪积扇顶部沉积区地质剖面岩性特征和岩相组合特征，进一步将洪积扇顶部沉积区，划分以下五种地质单元：A.砾石、漂石结构；B.砂砾石-粘性土结构；C.砂砾石-粉细砂结构；D.砂砾石、粘性土互层结构；E.粘性土夹砂砾石结构。

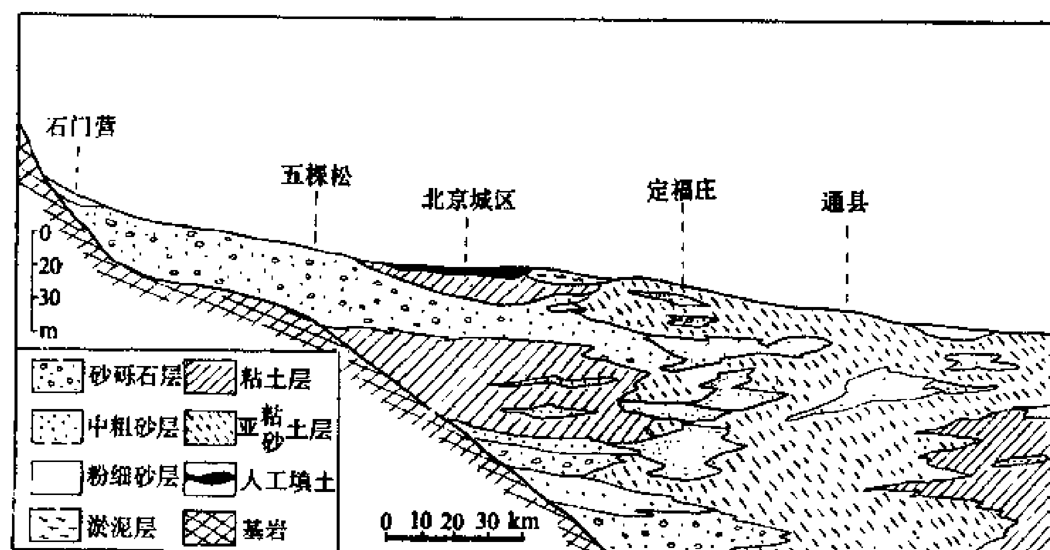


图 6.2.1 石门营-通县松散沉积物地质剖面图

Ⅱ. 洪积扇边缘沉积区：洪积扇和冲积平原之间的过渡地带属于洪积扇边缘沉积区，在这一地区，沉积物由粗变细，岩相发生突变，是沉积物粗细交替带。在此带，地下水溢出地表，属地下水溢出带，地下水位普遍较浅，一般在1—1.5m。在地貌上，为一系列洼地和湖泽带，沉积物在垂直方向粗细交替变化，并富含有机质，淤泥、淤泥质粘土、软粘土和粉细砂层等软弱地层频繁出现。因此，从一般工程地质角度来看，这一地区，属不良工程建筑场地，如昆明湖、圆明园、莲花池和南苑等属于永定河洪积扇的边缘沉积带。1976年唐山大震时，北京地区出现的高烈度异常带绝大部分分布于这一地区（蒋溥等，1978）。

根据洪积扇边缘沉积带中沉积物的岩性和岩相组合特点可分出下列五种常见的岩相结构类型的地质单元：A.砂、淤泥（质土）互层结构；B.粘性土-淤泥、粉砂互层结构；C.砂砾石-粉细砂结构；D.砂砾石、粘性土互层结构；E.粘性土夹砂砾石结构。

Ⅲ.冲积平原沉积区：冲积平原沉积区在地形和地貌上为一地势相对平坦的平原。由于本区在历史上河流数次变迁和相互作用，地表与地下沉积物的空间分布也比较复杂。但是，以细碎屑的粘性土为主要组成部分，即在剖面上以粘土、亚粘土、轻亚粘土等类占绝大多数。在粘性土层中夹有各种粒径的砂砾石层，它们共同构成了第三纪以来几十到几百米厚的第四纪沉积层，砂砾石层多为古河道或故河道的沉积物。地下水埋深不一，视含水层埋深深度而异。一般说来，除淤泥和淤泥质土以及粉细砂层而外，冲积平原沉积处大部分为中等工程建筑场地。

根据岩相变化特点，冲积平原沉积区常见有下列六种岩相结构类型的地质单元体：A.粘性土、中粗砂互层结构；B.粘性土夹中细砂层结构；C.粘性土-夹粉细砂层结构；D.粘性土夹淤泥层结构；E.粘性土-淤泥层结构；F.粘性土、淤泥粉细砂互层结构。

上述三大岩相沉积区，共有16个岩相结构类型，从整个北京平原来看，考虑到相同结构类型在不同场地的重复出现，共有61个地质单元，这些地质单元平面分布见图6.2.2。

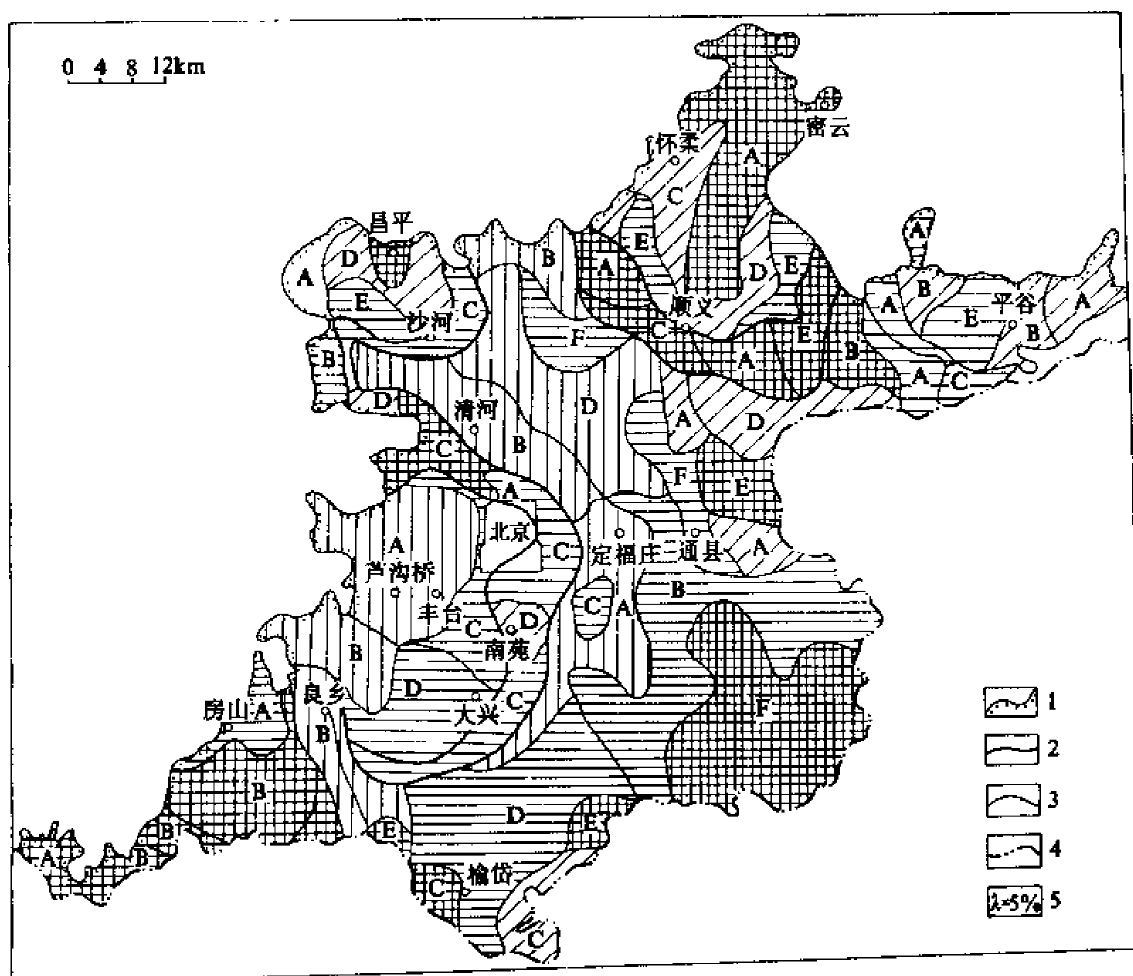


图6.2.2 北京平原地质单元划分图

1.山区、平原界线；2.岩相分区界线；3.岩相结构类型界线；4.省市界线；

5.结构阻尼比。 图中不同区代号 A、B …，含义见正文

2. 山前倾斜平原场地

山前倾斜平原与洪积平原在成因、形态沉积物特点上有明显差异。前者是以洪积为主近山前地带，由洪积扇裙组成平原，规模小，地形坡度大。除了山间溪流外，几乎无永久性河流，主要为季节性河流，为干旱半旱气候条件下形成洪积平原，物质搬运很近，磨圆度很差，以粗砾和漂砾充填粘性土或分选不好的砂组成，地层总厚度几米到几十米。结构相对单一，多为单层结构或夹层结构，夹层多，一般为不均一洪水造成。

山前倾斜平原沉积物和洪冲积平原顶部沉积区相近，主要分为两个部分：顶部以漂石、巨砾为主，中部以粗砾卵石为主。由于地下水和地表水排泄通畅，气候干旱，很少有淤泥质软弱土层沉积。因此，总体上它属于相对较好的工程场地。沉积物厚度变化及古地形、埋藏地形对地震动影响是主要要考虑的地震动效应。在一些情况下，接近山麓或倾斜平原局部地区会残留有低山丘陵。在这些地区，基岩风化，岩体破碎，但作为工程场地并无特殊的不利因素。

山前倾斜平原地质单元划分相对比较简单，一般以两级划分为主，一级分为：低山丘陵和倾斜平原，前者根据风化营力及状态可细分次级单元，后者根据物性和厚度可以进一步划分次级单元。

大连经济技术开发区场地属辽东半岛大和尚山山前倾斜平原，场地包括低山丘陵和倾斜平原两部分。根据场地主要地质特点作了如表 6.2.3 三个等级划分。第一级以地貌划分，第二级以成因和堆积环境划分，第三级以构造、风化程度、水溶蚀、岩性结构划分。

3. 戈壁平原–扇间洼地区场地特点及地质单元的划分

我国西部地区山麓地带所形成的洪积倾斜平原–戈壁平原及洪积扇间洼地的场地沉积物特点和山前洪积倾斜平原相同，都以粗砾石为主。但由于其气候干旱，蒸发量大，在沉积物中含有较高可溶盐类和充填的湿陷黄土。干旱条件下水流时间短暂，水动力作用小，土层密实程度差，处于不稳定状态下的颗粒多，结构也较为松散。由于气候干旱，水分蒸发快，地下水位深，一般在几十米以上，易溶盐呈结晶状态存在于颗粒之间。在充水或附加荷载条件下，砾石层将出现不均匀沉陷。因此，强震作用场地以不均匀沉陷为主要场地破坏效应。土层厚度变化对地震动影响是主要考虑的场地因素。新疆独子山炼油厂正是位于这类场地上，其地质单元划分如表 6.2.4 所列。

表 6.2.3 大连经济技术开发区地质单元划分表

代号	名称	代号	名称	代号	名称
A	低山丘陵区	A_1	剥蚀残丘区	A_1	基岩分布区
		A_2	侵蚀残丘区	A_{2-1}	弱风化基岩区
				A_{2-2}	强风化基岩区
				A_{2-3}	断层破碎带
				A_{2-4}	岩溶发育区
B	山前倾斜平原	B_1	洪积扇裙堆积区	B_1	漂石卵砾石结构
		B_2	倾斜平原堆积区	B_{2-1}	厚层卵砾石混亚粘土结构
				B_{2-2}	厚层卵砾石混亚砂土结构
				B_{2-3}	厚层粘土含砾结构
		B_3	现代河床、漫滩堆积区	B_3	砾石或粉细砂淤泥质土结构

表 6.2.4　新疆独子山炼油厂区地质单元划分表

单元号	单元名称	位置	主要地质特征
A	戈壁倾斜平原-扇间洼地	厂区东北部	大部分为戈壁倾斜平原，局部为扇间洼地，黄褐色砾石层，厚度小于 4m，含土量与含盐量中等，地基承载力 10—35t／m^2
B	扇间洼地-戈壁倾斜平原	厂区西北部	主要为扇间洼地，局部为戈壁平原，黄褐色砾石层厚度 4—8m，含土量大，部分为 20%—40%，含盐量高，地基承载力 10—35t／m^2
C	戈壁倾斜平原	厂区东南部	为戈壁平原间扇间洼地倾斜部分，主要为高位黄褐色砾石层，厚度大于 8m，含土量低于 10%，含盐量亦低，地基承载力 25—35t／m^2

4. 河谷地区冲积场地

位于河谷及其附近场地大部分为由河谷冲积物构成的冲积场地。冲积物是经过河流侵蚀搬运的物质，最后堆积在河谷中的沉积物，也是陆地分布最广的沉积物。它包括山地河流冲积物和平原河流冲积物及三角洲沉积物。

河流的沉积作用与沉积过程有着一定的规律，它决定于河流的形成历史及河流动态。河流在不同的发育阶段以及不同的河段，其沉积过程表现了不同性质，而沉积层也具有不同的结构和构造。同时在不同的河段随时发生相的变化，可引起不同成分的沉积物产状改变。河流冲积层的复杂性还决定于冲刷和堆积带的纵横变化。在一个地区冲刷着先前沉积下的沉积层，在另一个地区又以新的搬运物质覆盖于先前冲刷过的地层之上。

一般来说，在河流上游，河谷呈 V 形，在平水期堆积的沉积物，到洪水期都可被冲走。因此，很少有稳定的沉积物堆积下来。在河流中下游形成河曲，其凸岸堆积着凹岸冲刷下来物质，它一般由砂或砾石的冲积物组成滨河床浅滩沉积。当河曲加大，河谷加宽时，滨河床浅滩扩大，并且有砂砾沉积物。河床以外的广大地区在洪水泛滥时流速减小，在平水期露出水平洼地，逐渐演变成河漫滩。由于河床中的水流速度与漫滩上水流速度的差异，在河床中不仅沉积了细小的物质（粘土和亚粘土类），同时也沉积了砾石、卵石等中粗碎屑物质。而流速较小的河漫滩则沉积了粘性土层及粉细砂的细粒物质。因此，具有广阔谷地的平原河流沉积物的结构是多变的，但总的来说，具有下部为河床相沉积和上部为河漫滩相沉积的二元结构特点。河床两侧在洪水时堆积的粗大物质形成长条状砂堤，称为滨河床砂堤（天然堤），在其内侧，因地势低洼，地下水出露，往往形成狭长的沼泽带。在河曲的发展过程中，河弯因流水截直作用而使河床弃弯取直，被遗弃的河曲中发生静水沉积作用，沉积了细小而带有机质的牛轭湖相沉积。在河流的出口处，注入海或湖泊中，河口地段受海水或湖水的顶托，流速减慢。河流所夹带泥砂及其他细小物质因电离作用变为胶状，并很快下沉产生大量的沉积物。这种海或湖和河流共同的混合作用，可形成三角洲沉积层。海水或湖水倒灌也可使三角洲沉积变得复杂化。

地壳升降运动使河流侵蚀基准面发生变化，导致早先沉积层的侵蚀或再堆积，从而使河谷冲积层形成多级台地——阶地。根据其结构可分为堆积阶地、侵蚀阶地和基座阶地。

(1) 山地河流冲积场地特征和地质单元划分

山地河流具有急流性质，洪水期急流夹带着粗大的巨砾在河床里移动，在平水期、枯水期沉积物主要由粗砂和巨砾组成，个别直径达 0.5—1m。在洪水时期就发生运动，因而不可能形成河漫滩沉积。只有在某些情况下，才在盆地和宽谷中形成有砾石的河漫滩。这样，山区河流的沉积物以单层构造为主，这和平原地区冲积物广泛发育的二元结构不同，但在河流坡降不甚强烈的地区，在河漫滩或阶地中也发育有上部为薄层细粒物质下部为河床粗砾物质的二元结构，山西汾河霍县地区河谷即属此类（图 6.2.3）。

对于以山地河流冲积为主和山地至平原过渡河谷冲积场地的地质单元划分原则是：

第一，以反映河谷发育时代变迁的河谷阶地作为第一级单元划分。对于一个场地，同一阶地上大致有相同特点，而不同阶地不仅反映了河谷发育时代上差异，而且也反映了不同时代发育河流所形成冲积岩相特点，还反映了时代新老导致冲积层物理、力学性质及厚度等方面的差异。主要单元有不同级别阶地、高河漫滩、现代河床。

第二级单元以阶地类型划分，即堆积阶地、基座阶地和侵蚀阶地。这里要指出，从工程地震角度出发，对于松散层厚度<2m 的基座阶地可列入侵蚀阶地相同性质的范畴。

第三级单元则以局部岩相和结构特征及厚度来划分，例如，对于高阶地山麓地区，山麓洪积裙和洪积扇地形因其特殊成因和物质组成可以单独划出。大部分阶地为单一结构，所以地层厚度将会对地震反应产生影响。

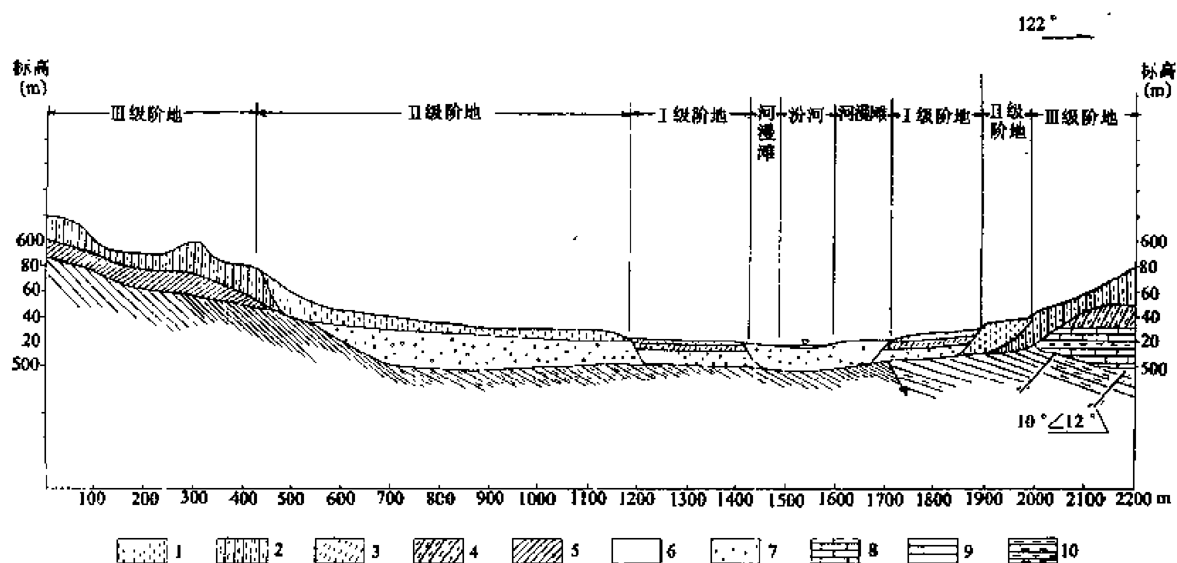


图 6.2.3 山西霍县汾河河谷阶地剖面图

1.黄土状轻亚粘土；2.黄土状亚粘土；3.轻亚粘土；4.亚粘土；
5.粘土；6.粉细砂；7.砂卵石；8.淡水灰岩；9.砂岩；10.页岩

(2)平原河流冲积物场地的基本特征和地质单元划分

平原河流冲积层主要有三个类型：河床、河漫滩和牛轭湖。河床沉积主要包括：①蚀余相：由砾石和粗砂等组成，直接盖在基岩上，厚度不大，主要形成于河流凹岸；②主流

相：在其附近堆积有粗砂、砾石类物质，主流相粗砂、砾石层为较好含水层；③河床浅滩相：位于河流凸岸，主要以砂为主的比较稳定沉积层，具斜层理，河床浅滩相形成砂层沉积。因其饱含水，往往是主要的可液化地层，在地震作用下有液化出现。河漫滩相沉积物系在洪水高出河床并向两侧溢出沉积而成，分布范围广，且以泛滥时悬浮物质细砂和亚粘土为主（粒径小于 0.01mm 者最多）。河漫滩沉积不论在结构上、成分上都有很大差异。根据其距河床远近有滨河堆积：主要为细砂、砂质较纯；沿河堆积：主要以亚粘土等细碎屑为主。一般来说近河床粒粗，远离河床变细。但在接近山沟地带或河谷边缘地带，常夹有坡积和洪积物质。牛轭湖因其终年处于静水作用下，沉积有松散的泥沉积物，其中含有砂粒和软体动物介壳。一般其上部为富含有机质黑色粘土，粉砂夹层一般几毫米，其下部为河床相沉积和牛轭湖沉积物。因其饱水和可压缩性，在地震作用下应考虑其流塑变形的可能。另一方面，厚层牛轭湖沉积物对长周期地震的反应应引起注意。

对于平原河谷区具体场地，一般来说其尺寸远小于平原河谷区冲积层某一种相的范围。相对来说，除在少数情况下，水平方向变化远不如垂直方向变化大。因此，平原区河谷区场地地质单元划分重点是：

第一，首先确定场地所在地区沉积相及其地震工程特点。

第二，以岩相结构和厚度进行次级单元划分，方法参见洪冲积平原沉积区划分原则。

第三，对古河道、古湖泊、故河道、故湖泊应引起重视。

福建省马尾开发区场地地处闽江下游入海口的冲积平原，其划分的地质单元大致反映了这类场地的特征。

马尾经济开发区位于福州东北闽江入海口附近。闽江自福州市区西部分叉至马尾附近再度汇合，江面开阔，且河道拐弯，流速减缓，加之海潮周期性作用，从而使水中携带碎屑物质（主要是细碎屑物质）在马尾地区沉积下来，形成了河流与海潮共同作用的冲淤积平原。这些冲淤积平原构成了开阔的闽江Ⅰ级阶地，马尾经济开发区主要座落于该Ⅰ级阶地上。

冲淤积平原的组成物质可分为三层：上部为淤泥、淤泥质粘土、粉细砂、中砂细砂等细碎屑物质和少量中粗砂层，厚度几米—40m 不等；中部为几米—十几米粘土层；底部为几米－二十几米砂砾石层。

从成因上看，中下部地层主要为河流冲积成因地层，上部则为冲积和淤积形成的，反映河流与海潮共同作用特点的地层。上部冲积、淤积地层在垂直剖面方向上的变化相对于水平方向为大。由于沉积环境的变化，地层在水平方向上的分布，具有一定的带状特点，该带分布大致和现代河床相吻合。根据上部冲淤积地层在垂直剖面上的变化特点和其在平面上分布，并从地层沉积环境和岩相结构特征上考虑，三种成因的沉积区中有四种岩相结构的地质单元（图 6.2.4）。

A 滨河床相冲积区：该区地层以冲积为主，以闽江携带的不同粒级砂质构成的砂性地层为主。单层厚度相对较大，垂直变化相对较小。该带主要位于开发区东南部沿江地带。

B.漫滩相冲淤积区：该沉积区主要沉积环境为河流冲积与海潮淤积相间沉积。从而形成了垂直剖面上岩相变化。

C.河湾相淤积区：本沉积区地层相对单一，以厚层淤泥夹粉细砂层为主，厚度几米到

几十米，主要受古地形影响，以细碎屑为主的淤泥和淤泥质土占多数。它为相对静水环境下形成的沉积物，并含有有机质。本区厚层淤泥构成了典型的软土地基，本沉积区位于开发区西部。

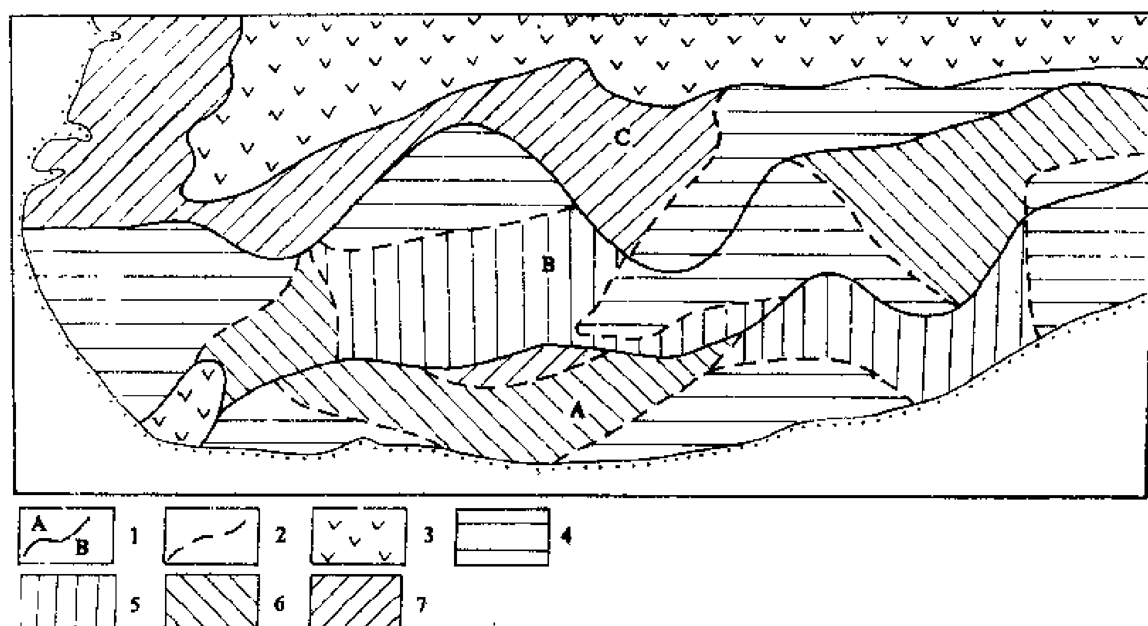


图 6.2.4　马尾开发区岩相沉积地质单元划分图

1.岩相沉积区界线和代号：A.滨河床相冲积区；B.漫滩相冲淤积区；C.河湾淤积区；

2.地质单元界线；3.花岗岩分布区；

4.中砂夹淤泥质亚粘土结构；5.中砂–淤泥质亚粘土结构；

6.淤泥质亚粘土，中砂互层结构；7.淤泥质亚粘土夹中砂结构

根据地层岩相结构特点，地层总厚度，淤泥、淤泥质粘土等软弱地层厚度，淤泥、淤泥质粘土层和砂性土层厚度比值等，上述三个沉积区地层可分成下列四类岩相结构的地质体：

①中粗砂夹淤泥质亚粘土结构；

②中砂–淤泥质亚粘土结构；

③淤泥质亚粘土，中粗砂互层结构；

④淤泥质亚粘土夹中细砂层结构。

(3)三角洲沉积物场地基本特征和地质单元划分

三角洲沉积是河、湖或海共同作用形成。我国一些大城市如天津、上海、广州等即处于三角洲上。按三角洲沉积所处位置不同，可分为山地河流三角洲沉积和平原河流三角洲沉积。山地河流三角洲沉积层的特点是其组成物质的颗粒粗大，如粗砂、砾石或块石。这些沉积物往往形成很大的倾斜角度。山地河流形成三角洲沉积层厚度可达几十米。平原河流三角洲的范围大，主要以细粒物质为主，其中尚包括由波浪横向作用所及的海底泥等。三角洲沉积包括水上部分和水下部分。水上部分沉积过程与河流沉积过程有同样性质，包

括河床相及漫滩相。三角洲水上部分的沉积主要为粉细砂、轻亚粘土和粘性土等细碎物质，常含有机质，局部地区含有细砾石或粗砂。三角洲水上部分的沉积向河流上游变厚，而向海岸方向则水上部分逐渐尖灭淹没在水中。三角洲水下部分是由河流带来的冲积物质和海或湖中物质一起沉积而成的，是河、海或湖的混合沉积物。三角洲沉积韵律性较强，但由于地壳变动和海平面变化，致使三角洲沉积趋势复杂化。水上部分交替变化，导致了三角洲沉积在水平方向和垂直方向交替变化和复杂的结构构造。根据宏观地震危害分析，三角洲沉积中饱水、分选均一的粉细砂层和轻亚粘土层是典型可液化地层。在强烈地震作用下，可液化地层的液化会导致最为明显的震害。1975 年 2 月 5 日辽南海城地震($M=7.3$)引起辽河三角洲大面积喷砂冒水，1978 年 8 月 30 日河北唐山($M=7.8$)造成滦河三角洲大面积喷砂冒水是最典型的实例。除此而外，细粒淤泥质可压缩性的粘性土层，震动时的流塑变形和震陷也是值得注意的问题。

层序	岩性	柱状图	深度、厚度(m)	沉积韵律
1	粘土		0.00–2.60	细
2	轻亚粘土		2.60–19.0 16.4	↑
3	粉砂		19.0–23.50 4.5	I
4	细砂		23.5–29.10 5.60	↓
5	中砂		29.10–31.00 1.90	
6	细砂		31.00–31.20 13.20	粗
7	粘土		34.20–47.50 13.30	细
8	粉细砂		47.50–49.10 1.60	II
9	中细砂		49.10–49.50 末见底	粗

图 6.2.5　辽河油田三角洲的沉积韵律变化剖面

下辽河油田场地是典型三角洲沉积场地，而且是地壳下降的海进型三角洲沉积。其主要特点是沉积物由粗变细的韵律特别明显（如图 6.2.5）。滨海相砂层厚度距海越远逐渐减薄。地层总的特点是：底部为中细砂层，中部为粉细砂层，上部为含淤泥及有机质粘性土层，这就构成了一种沉积韵律，地层的微层理也极为发育。考虑到这类场地在成因上相近，又根据其土层性质变化特征，对此类场地进行了综合评分方法对场地单元作了划分(祥见第八章)。

5. 滨海相沉积场地地质特点和地质单元的划分

滨海相是指高低潮汐之间和水下岸坡部分，即受波浪和潮汐作用的地带。滨海相沉积物主要来自陆地，部分来自沿岸地带，以河流入海物质为主要来源，局部有贝壳层。在一些岩质海湾地区，由于近山洪积物质使滨海沉积物显示粗砾特点，大窑湾新港场地属于这一类型。它位于辽东半岛大和尚山、小孤山、南山山前滨海地带，海湾局围低山丘陵成为海湾堆积物主要来源。以整个场地地貌成因上看，主要由四部分组成：①剥蚀丘陵；②洪积扇裙；③海蚀、海积台地；④海湾堆积。根据这四部分地貌单元、沉积物岩性特征和厚度特点，进行了三级地质单元划分（图 6.2.6）。

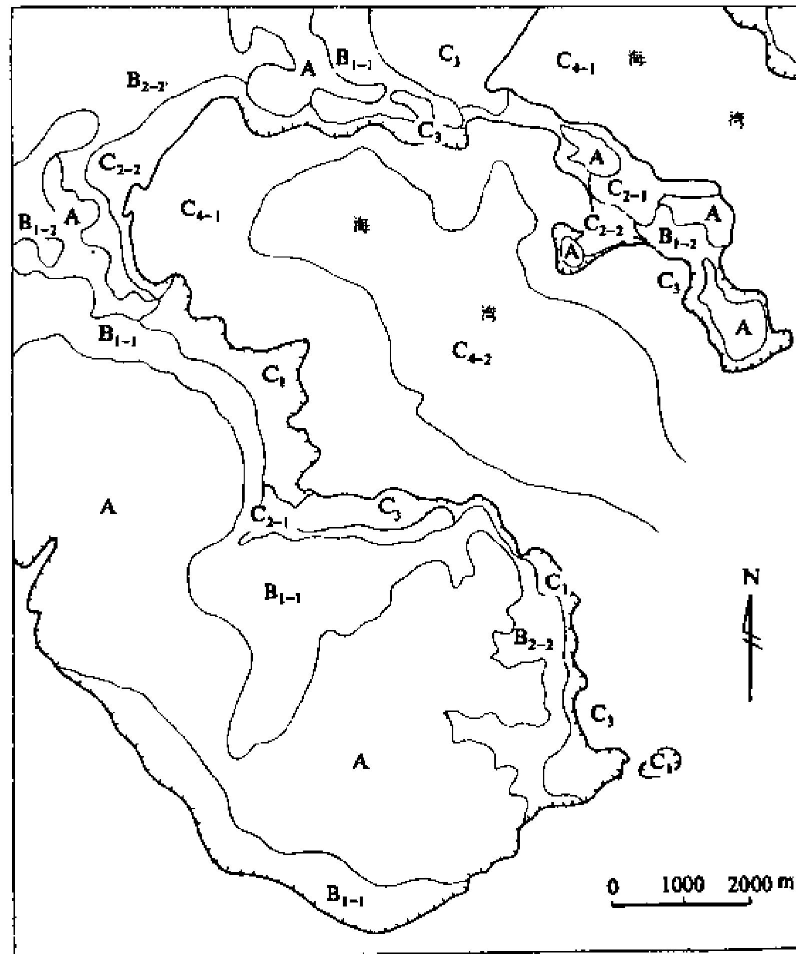


图 6.2.6 大连大窑湾新港工程区地质单元分区图

A. 剥蚀丘陵区；B_1.坡残积堆积区；B_2.洪积扇裙堆积区；C_1.海蚀阶地；C_2.海积阶地堆积区；B_{1-1}.碎石混土结构；B_{1-2}.粘土结构；B_{2-1}.卵砾石混土结构；B_{2-2}.亚粘土含砾石结构；C_{2-1}.中层含砾砂、淤泥质亚粘土结构；C_{2-2}.厚层含砾砂、淤泥质亚粘土结构；C_{4-1}.中层含砾砂、淤泥质亚粘土结构；C_{4-2}.厚层含砂、淤泥质亚粘土结构

6.3 场地波速

6.3.1 波速在场地动力学特性评价中的作用

大部分场地由松散地质体组成，其动力特性和对地震反应的影响主要反映在以下两方面：第一是土体本身的动力性质及其在总地质体中的动力性质中的地位；第二是地质体的结构特征。后者是地质学问题，要了解地质体总体的动力性能，首先要测定其组成的土体或土层动力性质。了解测试土层动力性质的目的在于评价其动力性能和其对地震反应可能产生的影响，其直接目的是通过各种地质体及其组成物质的动力性质，为场地地震反应分析提供模型设计的必要参数。

土层动力性能包括应力-应变效应、动态强度、液化效应等等。地震反应主要考虑共振效应和非线性特性。各种参量的测定有室内和室外两种（表 6.3.1 和 6.3.2）。从测试时土层应变条件来看，可分为大应变和小应变两种状态。图 6.3.1 和图 6.3.2 反映了室内和室外测试时的应变状态。

表 6.3.1　室内测定土体动力参数的试验技术

试验技术	测定项目				
	剪切模量	杨氏模量	材料阻尼	循环应力能量	衰减
共振柱	×	×	×		
改进共振柱					×
超声脉冲	×	×			×
循环三轴		×	×	×	
循环单剪	×		×	×	
循环扭剪	×		×	×	
振动台	×			×	

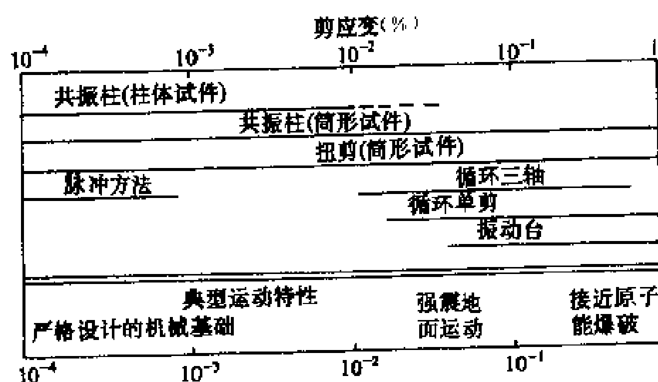


图 6.3.1　各种试验技术的剪应变范围

室内样品测试固然有其精度高和大应变边界条件，但由于样品本身的代表性和偶然性以及采样困难等原因，其使用受到很大的限制。而现场测试往往受到重视，并得到广泛的采用。在许多现场试验中，以波速测试为基础的土层动力参数的测定则占有最重要位置（表 6.3.2），特别是在以区划为目的的研究中，它更具简便、易行、成本低、速度快和满足一定精度要求的特点。在某中意义上说，搞清了场地介质波速特征，也就大体搞清了场地主要动力特性。具体来说，波速在场地动力性质评价中的作用主要有下列诸方面：

(1) 由介质波速直接导出介质主要动力参数 E、G、v 等。据弹性波理论，在介质密度速过常规土工试验得到以后，由下式可求出介质的有关动力学参数：

$$E=\rho(3V_{\mathrm{P}}^{2}-4V_{\mathrm{S}}^{2})/(V_{\mathrm{P}}^{2}/V_{\mathrm{S}}^{2}-1)$$

$$G=\rho V_{\mathrm{S}}^{2}$$

$$v=(V_P^2/2V_S^2-1)/(V_P^2/V_S^2-1)$$

式中，V_P、V_S分别为P波和S波在介质中传播速度；ρ为介质密度；E为弹性模量；G为剪切模量；v为泊松比。

表6.3.2 现场测定土体动参数的试验技术

试验技术	测试项目			优点	缺点
	P波速度	S波速度	其他		
折射波法	×	×	下卧土层的埋深和坡度	可逆偏振SH-SRS，在地面工作，波传播区域大，可作为准备性研究	遗漏低速层，小应变，只能测定靠近界面附近的土性
跨孔法	×	×		已知波传途径 可逆偏振	需二个以上的钻孔 对钻孔需做垂直度测量
(现场冲击试验)	×	×	速度与效应振幅的关系	可在有限的空间内工作 能发现低速层	需极短的时间分辨能力
下孔法 (上孔法)	×	×		只需单孔 可逆偏振 能发现低速层 可在有限的空间内工作	测得的是平均速度 靠近地表受干扰影响 小应变
表面波法		×	R波的衰减	在地表面工作	有效深度不定，需大功率激振器
标准贯入试验			与液化势的经验关系	适用范围广 适应性好	需要"标准化"
共振基础			地表土层的模量	在地表面工作	有效深度受限止
水炮			支承介质的动力刚度	在地表面工作	设备和分析都很复杂
现场圆柱试验	×	×	本构方程	振幅范围宽	很复杂

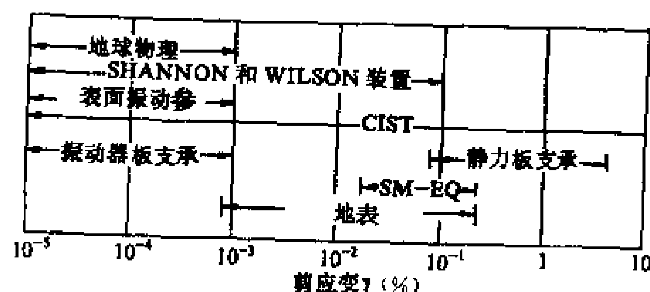


图6.3.2 现场测试技术的剪应变范围（据谢君斐等译，1985）

(2) 根据波动理论，介质密度ρ和波速V的乘积ρV以及波动阻抗直接影响波在介质中传播。相邻两层波动阻抗之比（波动阻抗比）控制了波从一种介质到另一种介质传播时

的反射、折射、透射等条件，从而直接影响波能在介质中传导。其效应是显示出地震作用的放大和缩小方面的地震动效应。

(3) 介质的波速、特别是S波速，反映了介质的密实程度，因而其大小作为场地类型划分主要指标。

(4) 根据地层波速特征，特别是层状介质波速特征，可以近似估算场地卓越周期。在单层条件下，无阻尼均匀土层的卓越周期近似为

$$T = 4H / V_S$$

式中，T为土层卓越周期；H为土层厚度；V_S为土层S波速。

(5) 应用土层波速和地层其他物理力学指标，如密度、强度、标贯、承载力等，建立它们之间的经验关系，从而在一定条件下，即使缺乏上述参数时，也可通过地层波速测量估算出。

6.3.2 地震波的基本类型和特征

1. 体 波

体波包括“纵波”和“横波”。纵波是由震源向外传递的压缩波，质点的振动方向与波前进的方向相一致。横波是由震源向外传播的剪切波，其质点振动方向与波的前进方向相垂直。横波只能在固体中传指，而纵波则可在固体和液体中传播，因此，对饱水地层，并不改变其剪切波传播速度。

根据弹性波传播理论，纵波和横波在介质中的传播速度可以用下式表示：

$$V_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \qquad V_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

式中，V_P 和 V_S 分别为纵波速度和横波速度；E 是介质弹性模量；G 是介质剪切模量；ρ 是介质密度；ν 是介质泊松比。

由上式可知，V_P总是大于V_S。在一般性情况下，当$\nu = 0.22$时，$V_P = 1.67V_S$。

2.面 波

面波只限于沿地球表面或层间界面传播的波，它是体波经地层界面多次反射形成的次生波，它包含了瑞雷波和乐甫波两种主要类型。

瑞雷波传播时，质点在波的传播方向和自由面（即地表面）法向组成的平面内作椭圆运动，而与该平面垂直的水平方向波没有振动，如在地面呈向后的滚动形式。瑞雷波的传播速度 V_R 比 V_S 稍慢些，当 $\nu = 0.22$ 时其比值为：

$$K_1 = V_R / V_S \approx 0.914$$

乐甫波只是在与传播方向相垂直的水平方向运动，即地面水平运动或者说在地面呈蛇形运动。乐甫波在层状介质中传播速度介于最上层横波速及最下层横波速度之间。乐甫波速度因波长不同而变化，此现象称为频散。波长极短时，其速度和表层S波相等，波长极长时，和下层S波速相等。

有关上述四种主要波在介质中的传播情况见表 6.3.3。

表 6.3.3　地震波特性表 *

波类型			介质质点运动示意图	基本关系式
体波	压缩波		C D C D　波传方向　l	无限介质　$V_P^2=E(1-\nu)/\rho(1-2\nu)(1+\nu)$ 很细杆　$V_P^2=E/\rho$
	剪切波	S_H S_V	波传方向　l	$V_S^2=G/\rho$
面波	瑞利波		波传方向	$V_R^2=G/\rho$
	洛夫波		波传方向　Ⅰ层 $G_1\rho_1$　Ⅱ层 $G_2\rho_2$	短的波长 $V_L=(G_1/\rho_1)^{1/2}$ 长的波长 $V_L=(G_2/\rho_2)^{1/2}$

* E. 杨氏模量；G. 剪切模量；ν. 泊松比；ρ_1. 质量密度；D. 拉长运动；C. 压缩运动；l. 波长；Ⅰ层用 G_1，ρ_1 表示；Ⅱ层用 G_2，ρ_2 表示。

6.3.3　岩石和土层中波速情况

1. 岩性和波速

不同岩石和土层，由于其组成物质、结构特征、致密程度、含水状态等原因，其波速是很不一样的。表 6.3.4 列出一些岩石和土层波速值，为了比较，表中列出岩石的其他一些特性指标。从表中可见，大部坚硬岩石，P 波速多在每秒千米以上，S 波速最低值亦达 700—900m／s 以上，但由于裂隙影响亦可在个别情况下降到几百米每秒。对半坚硬岩石和强烈风化岩石，波速大大地降低，S 波速最低值可降至 300—400m／s。对于松散地层，S 波波速大部分为每秒几百米，最低可降至 100m／s 以下。表 6.3.5 为某些场地典型岩石层波速特征表。

2. 土层波速和深度经验关系

对大部分场地而言，同一土层的波速总是随深度而增加的。在场地区划或动力性质研究时，根据试验孔波速特征，建立一个地区某些土层随深度的波速变化经验关系，从而了解该地区波速的宏观特征是具有实际意义。在临汾市地震小区划研究中，不同地貌单元上场地土层 S 波速随深度的经验关系为：

河漫滩：	$V_S=95.9h^{0.33}$	$r=0.985$；
Ⅰ级阶地：	$V_S=103.8h^{0.323}$	$r=0.974$；
Ⅱ级阶地：	$V_S=141h^{0.325}$	$r=0.991$；
洪积扇：	$V_S=137h^{0.345}$	$r=0.989$。

附录Ⅳ汇集一些有关资料，可供缺乏实测资料时参考。

表 6.3.4 各种岩土特性表 *

土层类型和名称	V_P (km / s)	V_S (km / s)	μ	$E\times10^{-3}$ ($\times10^5$Pa)	ρ (g / cm^3)	η %	$E_{变形}(10^{3})$	R 或 R^* ($\times10^5$Pa)	f	P_v	ρ_y (Ω)
坚硬的											
花岗岩(标准的)	5.6	3.2	0.26	1000	2.8	—	—	1500	15	—	—
致密的石英岩，玄武岩，辉长岩，花岗岩，片麻岩，硅质片岩，砾岩，硅质砂岩和其他最坚硬的岩石	2—7(2.5—5)	1.4—4(1.6—3)	(0.2—0.3)	200—1500	2.5—3.8	<2	50—1200	800—3000	10—20	(100—700)	(5.10^2—10^6)
同上，裂隙化的；潜水面上	0.6—3(1.2—2)	0.4—2(0.8—1.5)	(0.1—0.3)	30—150	1.6—2.4	2.5	5—100	300—1000	4—10	—	10^2—10^4
同上，裂隙化的；潜水面下	1.8—5.5(3—4.5)	0.35—1.8(0.7—1.4)	(0.35—0.45)	20—100	1.8—2.5	2—5	4—90	200—900	3—9	(20—100)	(20—500)
石灰岩，白云岩，致密的大理岩，坚实的泥岩，潜水面以上	2—4.5(2.5—3)	1.5—3(1.7—2)	(0.1—0.3)	100—1000	2.4—2.8	1—3	20—800	400—1600	5—15	—	10^2—10^5
同上，潜水面以下	3.5—6.5(4—5.5)	1.5—3(1.6—1.9)	(0.3—0.45)	50—900	2.5—2.9	1—3	15—600	300—1500	4—15	(50—150)	—
砾岩、砂岩、粉砂岩，致密的泥灰岩	1.4—5(2—3)	0.7—3(1—2)	(0.1—0.4)	50—500	1.6—2.9	2—5	10—200	300—1000	4—10	—	10^2—10^5
硬石膏，石盐	1.5—5(3—4.5)	0.9—2.5(1.5—2.5)	—	—	1.7—2.3	<2	—	—	—	—	10^2
半坚硬的											
泥灰岩泥质页岩	1—4.5(2—3.5)	0.6—2.5(1—2)	(0.25—0.4)	20—300	1.8—2.7	3—10	2—100	100—600	2—6	(4—10)	10—500
石灰岩、凝灰岩、石膏、强烈风化的硬岩,潜水面以上	0.6—2(1—1.5)	0.4—1.3(0.7—1.0)	(0.1—0.25)	10—150	1.3—2.3	10—40	1—50	30—300	2—3	—	10^2—10^6
同上，潜水面以下	1.8—3.5(2.5—3.0)	0.4—1.3(0.7—1.0)	>0.35	—	1.6—2.4	10—40	—	—	—	(3—20)	5—10^4
强烈冰冻的非坚硬岩石和冰粗碎屑的	1—3.5(2—3)	0.5—1.7(1—1.5)	(0.3—0.4)	20—250	0.8—2.2	—	—	—	—	—	>10^2
巨砾-卵石的和具有砂粘土充填物的细砾碎石，潜水面以上	0.5—1.5(0.7—1.1)	0.35—0.9(0.5—0.7)	(0.4—0.35)	5—40	1.8—2.2	25—45	0.2—2.0	5—10*	1.5	—	10^2—10^4

续表

土层类型和名称	V_P (km/s)	V_S (km/s)	μ	$E\times10^{-3}$ ($\times10^5$Pa)	ρ (g/cm^3)	η %	$E_{变形}(10^{-3})$	R或R^* ($\times10^5$Pa)	f	P_v	ρ_y (Ω)
同上，潜水面以下	1.5—2.7(1.9—2.5)	0.3—0.8	>0.4	3—30	2—2.4	25—45	—	—	—	4,10	10—10^3
冲刷的砾石，潜水面以上	0.4—1.3(0.6—1)	0.3—0.8(0.4—0.7)	(0.1—0.15)	4—25	1.7—2.1	30—45	0.1—1.0	5—7*	1—1.5	—	10^3—10^5
同上，潜水面以下	1.8—3(2—2.7)	0.3—0.7	>0.45	—	1.9—2.3	30—45	—	—	—	8—15	20—10^3
非坚硬的											
粘　土	0.6—2.2(0.8—1.2)	0.2—0.8(0.3—0.5)	(0.2—0.45)	3—50	1.3—2.2	30—65	0.05—2.0	1—6*	0.8—1.5	1.5—6	2—200
亚粘土	0.3—1.9(0.5—0.9)	0.15—0.5(0.2—0.4)	(0.15—0.45)	1—10	1.5—2.1	27—50	0.05—1.2	1—4*	0.7—1.0	2—4	(15—50)
砂，亚粘土；潜水面以上	0.2—0.9(0.3—0.6)	0.15—0.5(0.2—0.4)	(0.1—0.3)	0.5—10	1.4—1.9	25—45	0.05—1.3	1.5—6*	0.5—0.6	—	50—10^4
同上，潜水面以下	1.4—1.9(1.5—1.7)	0.1—0.4(0.2—0.3)	(0.4—0.48)	0.4—8	1.8—2.1	25—45	0.03—1.0	1—5*	0.3—0.5	2.5—6	10—300
黄土状和黄土；潜水面以上	0.3—1.0(0.5—0.8)	0.2—0.7(0.35—0.55)	(0.1—0.3)	1—15	1.2—1.75	35—70	0.05—70	1—3*	0.5—0.7	—	50—500
同上，潜水面以下	1.4—1.8(1.5—1.7)	0.15—0.6(0.3—0.5)	>4	1—10	1.6—2.5	30—60	—	—	0.5	2—4	10—100
同上，浸湿最后阶段	0.15—0.6(0.3—0.4)	(<0.1)	>0.45	<1	1.5—2.5	35—70	—	<0.5*	<0.5	—	100
堆积土和壤土	0.1—0.5(0.2—0.4)	(0.15)	0.1—0.4	<2	1.3—1.8	30—65	<0.1	<1*	0.5	1.5—4	20—10^3

* 深度 2—10m 的弹性波传播速度 V_P 和 V_S，泊松系数 μ，密度 ρ，弹性模 E，变形模量 $E_{变形}$，孔隙度（裂隙度）η，抗压强度 R（或承重能力 R^*），试样坚固系数 f，以及不同土层的相对电阻 P_V 和比电阻 ρ_y 括号内为常见的数值。

表 6.3.5　岩土波速表

地区	岩　性	P 波速 (m/s)	S 波速 (m/s)
大连经济技术开发区	亚砂土含砾碎石层	750—800	300—400
	亚砂土含砾碎石层	500—800	350—450
	粘土含砾石层	600—1000	400—500
	卵砾石混亚砂土层	700—1000	600—700
	卵砾石混粘土层	700—1100	600—700
	残积粘土含碎石层	1000—1500	700—900
	冲积砂层	400—700	300—350
	冲积卵砾石层	500—700	350—400
	冲积粘土层	600—1000	300—550
	淤泥、淤泥质粘土层	400—600	250—300
	断层破碎带	1000—1500	600—700
	沉积灰岩	2500—3000	950—2000
	火山岩	3000—3500	1300—1700
大连新港	粘土	520—600	250—350
	亚粘土含砾碎石	570—650	350—470
	亚粘土含砾碎石	450—500	260—300
	砾卵石混淤泥质土	450—600	280—370
	含砾碎石砂	340—500	240—250
	砾石层	500—760	400—470
	淤泥质中细砂层	250—300	150—200
	淤泥质亚粘土层	300—410	190—250
	砂层	200—310	140—200
	页岩	1000—1700	700—1200
	石灰岩	1700—2200	1500—2000
	泥灰岩	1300—2000	800—1000
	白云岩	2000—2200	1600—2100
	砂岩	1500—2800	950—2000
	辉绿岩	1100—2000	780—1500
	石英砂岩	2500—3000	2000—2500
	砾碎石混土	700—1000	600—700
新疆独山子炼油厂	Q_{3-2} 冲洪积卵砾石层		480—750
	Q_{3-4} 古洼地砂砾石层		475—490
	Q_2 洪积台地砾石层		420—470
	Q_{3-4} 砂砾石夹粘土层		375—476
	Q_4 I 级阶地砂砾石层		320—330
	N_2 粉砂质粘土层		150—227
	N_2 红色泥岩		840—865
山西寺庄陈村厂址	Q_4 轻亚粘土层		127—132
	Q_4 粉砂层		130—148
	Q_4 砾砂层		215—220
	Q_4 砂卵石层		278—320
	Q_3 黄土状轻亚粘土层		151—166
	Q_3 砂卵石层		260—310
福建马尾开发区	冲填中砂层		80—85
	近地表淤泥层		60—75
	中细砂层		100—200
	淤泥质亚粘土		150—160
	亚粘土层		240—250
	残积亚粘土		400—500
	强风化壳		1000—1100
	花岗岩		1200—1500
大连新港	板岩	1000—1500	700—1100
	杂填土	450—550	300—400
	亚粘土层	310—450	270—350
	海积砂层	270—420	200—380
	海积砾石层	250—400	200—300
	火山岩强风化带	1100—1300	800—900
	断层破碎带	790—810	550—570
	断层泥	300—1000	250—700

3. S 波速和标准贯入击数 N 之间经验关系。

土层 S 波速大小在一定程度上反映了该土层密实程度，而土层标准贯入击数 N 大小也同样地反映了该地层的总体密实程度。因此，建立 S 波速和 N 值之间的经验关系，对在缺少其中一种资料时是有实用质值的。S 波速和 N 之间的经验关系是随地区和土的性质而改变的。对于临汾地区，按四个不同地貌单元进行了统计，其结果如下：

河漫滩：　$V_S = 73.72N^{0.3812}$　　$r = 0.90$;

Ⅰ级阶地：　$V_S = 93.56N^{0.3623}$　　$r = 0.88$;

Ⅱ级阶地：　$V_S = 60.5N^{0.55}$　　$r = 0.94$;

洪积扇：　$V_S = 43.48N^{0.738}$　　$r = 0.97$。

吉村等对不同土层的 S 波速和 N 经验关系进行研究，其结果如图 6.3.3 所示。附录 D 列出其他地区一些代表性结果，可供参考。

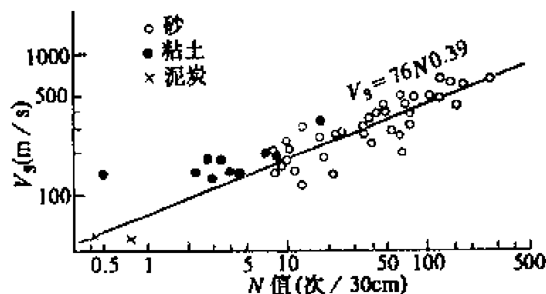


图 6.3.3 不同土层的 S 波速和 N 经验关系(据吉村,1970)

4. S 波与土密度关系

根据土层密度和浅层土层纵波和横波波速值，土层密度 ρ 和波速关系可以近似地写成：

$$\rho(\mathrm{g/cm^3}) = 1.85\ V_{\mathrm{P}}^{0.23}\ (\mathrm{km/s}) = 2.2\ V_{\mathrm{S}}^{0.22}\ (\mathrm{km/s})$$

6.3.4 场地平均波速和平均剪切模量

各种场地地震波速测量方法都是对具体土层或地层进行波速测量。对场地区划来说，了解或确定由各土层（或地层）组成的地质单元体的平均波速特征，则更具实际意义。因为单层波速仅是该层的波速特征，对地质体的动力行为而言，往往是波速大小和地层厚度共同决定地质体的刚度特性。如果某层波速很高或很低，但因其厚度很小，则其在地质体中的作用就会下降，而地质体往往又是由多层地层或土层所组成。因此，在测得各单层波速情况下，应进一步研究场地平均波速特征。场地地质体的平均波速定义如下：

$$\overline{V} = \frac{\sum H_i V_i}{\sum H_i}$$

式中，H_i 为组成地质体的单层土层厚度；V_i 是该单元的实测波速。对于覆盖层大于 15m 土层，可以 15—20m 以上土层来计算场地平均波速。

场地平均波速不仅有其大小的差别，而且具有一定的厚度含义，即反映的是某一厚度条件下的平均波速。根据场地平均波速大小，GBJ11-89 建筑抗震设计规范按表 6.3.6 划分为四类场地土。此表后半部岩土名称和性状可作为无实测剪切波速资料时，作为丙、丁类建筑确定场地土波速时参照。

表 6.3.6 场地土类型及平均波速划分表

土层类型	平均波速 (m/s)	岩土名称和性状
坚硬场地土	$V_{\mathrm{SM}}>500$	稳定岩石，密实的碎石土
中硬场地土	$500<V_{\mathrm{SM}}<250$	中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂，$f_k>200$ 的粘性土和粉土
中软场地土	$250<V<140$	稍密的砾、粗、中砂，除松散外的细、粉砂，$f_k<200$的粘性土和粉土，$f_k>130$ 的填土
软弱场地土	$V_{\mathrm{SM}}<140$	淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的粘性土和粉土，$f_k<130$ 的填土

V_{S} 为土层剪切波速；V_{SM} 为土层平均剪切波速；f_k 为地基土静承载力标准值(kPa)。

根据弹性波基本公式$V_S=\sqrt{\frac{G}{\rho}}$，由$V_S$可以求出介质剪切模量$G$。在这样情况下，可以定义出场地土平均剪切模量$G_m$概念，即

$$G_m=\frac{\sum_{i=1}^{n}h_i\rho_i V_{Si}^2}{\sum_{i=1}^{n}h_i}$$

式中，h_i为第i层土层厚度（m）；

ρ_i为第i层土的质量密度（$t\cdot s^2/m^4$）；

V_{Si}，第i层土的剪切波速（m/s）；

n为覆盖层的分层层数。

对于丁类构筑物场地，土层波速可以按下式

$$V_S=aH^b$$

求得。式中，H为土层深度（m）；a和b系数见表6.3.7。

表6.3.7　丁类构筑物场地土剪切波速的经验公式：$V_S=aH^b$(m/s)

场地土		粘性土	粉细砂	中粗砂	卵、砾、碎石
固结较差的流塑、软塑粘性土、松散-稍密砂	a	70	86	70	
	b	0.313	0.243	0.26	
软塑-可塑粘性土，中密-稍密砂、砾、卵、碎石	a	104	125	125	175
	b	0.313	0.243	0.28	0.234
硬塑-坚硬粘性大，密实的砂、碎石、卵砾石	a	154	103	204	279
	b	0.313	0.243	0.28	0.234
再胶结的砂、砾、卵、碎石、风化岩石		$V_S=300-500$			
末风化岩石		$V_S>500$			

6.4　场地自振周期特征

6.4.1　场地自振周期概念

场地自振周期或固有周期是评价场地总体动力特性指标之一。从共振效应的角度出发，只有在场地自振周期和地震动周期相同或相近时，地震作用才会出现最大峰值，即发生共振作用。在地震主震动的频度-周期曲线上，频度最大周期叫卓越周期，如果地基为单一地表层时，其值为一定值，大体上和地表层的自振周期相一致。根据一维波动理论，表达式可以近似地写成：

$$T=\frac{4H}{V_S}$$

但由于土层是由阻抗（密度×波速）不同的多层次组成，实际情况要比上述复杂得多。

金井(1969)根据地震记录的卓越周期和震级之间关系认为：①当地震大到一定级别以上时，各地的地震动与地震大小无关，而且有固定的卓越周期；②当地震在某种级别之下时，地震愈小，卓越周期也愈短；③在卓越周期值愈大的地方，使卓越周期大约为定值的震级下限也愈大。因此，在工程上须考虑的5级以上地震动的卓越周期，乃是各种地基的固有数值。因此，可以认为卓越周期与地基的固有周期相等。因为，对于一个具体地质体的地震动而言，其特性由地质体的固有周期和地震动周期所决定。所以金井据地震动和地脉动观测结果，得到地质体的振动特性的半经验公式如下：

$$G(T)=1/\sqrt{\left\{1-(\frac{T}{T_g})^2\right\}^2+\left\{\frac{1}{5\sqrt{T_g}}(\frac{T}{T_g})\right\}^2}$$

式中，T_g为地质体的固有周期或脉动测量确定的卓越周期；T为地震动周期。

从上式可见，当$T=T_g$时，$G(T)$达最大值，且$G(T)$和$\sqrt{T_g}$成正比。

6.4.2 场地自振周期估算方法

(1) 近似计算：对于刚性基础上单层土，根据上述场地自振特性意义可以用下面公式进行场地土层的自振特性计算：

$$T=\frac{4H}{V_S}$$

式中，H为土层厚度；V_S为该土层的平均剪切波速。应用上式时，条件是土的密度不变。

对于多层土，计算比较复杂，根据场地平均波速概念，可以用下式近似估算：

$$T=4H^2/\sum/H_iV_{Si}$$

(2) 应用场地地震反应分析法，计算场地转换函数$\alpha(T)$。据$\alpha(T)_{max}$所对应的周期可视为场地固有周期。

(3) 场地脉动测量和分析：场地脉动系指在各种因素（人为的或自然震动源引起）的作用下产生的近地表微弱振动，这是一种不规则的振动。通过地脉动测量和分析，可从中获取有关场地的物理特性的信息。由于对脉动的本质、地下和地上脉动的比较及其分析方法等，目前尚有不同的看法，因此，脉动在地震工程中的应用也存在着截然不同的两种相反的看法，在具体的应用中，也存在着争论。根据我们的实践，地脉动作为一种方法恰当地评价它的作用和正确的使用这一方法，还是可以从中提取有用信息的。

地脉动测量应在“安静”的环境下进行，尤其要避开固定的干扰源，如机械源、人为活动、风浪、树木摆动等。因此，在很多情况下，以晚间或凌晨最好。这样，无疑也增加了观测的艰巨性。地脉动观测设备应选用低噪音、高倍率宽带的地震观测仪器。拾震器的频响应在0.3—几秒周期范围有良好的反应。所使用的直流放大器应为低噪音、高倍率(10^3—10^4)。记录器宜用低噪音、高灵敏度、慢速记录磁带机，如日产R510系列TEC慢速磁带机等较好。现场观测一般由三个分向拾震器组成，每个观测点观测时间应在20min

以上，必要时可以重复观测或加长观测时间。对于观测记录宜采用专用仪器进行分析处理。对地脉动中的信息来说，反映场地特征主要为低频（20Hz 以下）信息。因此，在进行资料分析前，应进行低通滤波，一般用日产 9B01 低通滤波器即可。低通的信号可直接输入 7T08S 信息处理仪进行快速傅氏分析，并对每个测点记录通过预处理。第二次处理以后，输出时域记录和对应的功率谱。

一个场地地脉动，在时间域和频率域中，其形状和特点是极为复杂的。这种复杂性可能来自两个方面：一是场地地质特点的复杂性；二是波源的复杂性。因此，很难用一个简单的峰值来确定场地卓越周期。在这种情况下应对多点测量和分析的结果进行对比，作成地脉优势周期分配图(图 6.4.1)。此图是根据场地 12 组测点、76 组资料 230 个功率谱数据上的优势周期点(即功率谱棒状图上峰点)，在相同比例尺图上制成的工程场地地脉动优势周期分配图。图 6.4.1 简单而直观地反应了该地区地脉动周期特点和现状。

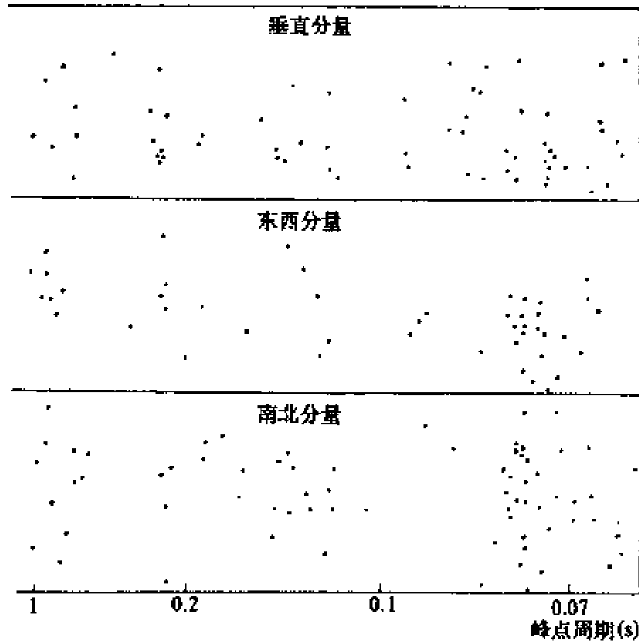


图 6.4.1　某工程地脉动功率谱峰点分配图

对于一个具体场地，可以根据上述三种方法的综合结果来估算其固有周期，并可以作出相应的场地固有周期分区图。图 6.4.2 综述了场地固有周期分区图的确定程序框图。

根据实践，不同场地大致出现优势周期范围如表 6.4.1 所示。

表 6.4.1　场地类别*和优势周期表

场地类别	优势周期
Ⅰ类场地	0.1—0.2
Ⅱ类场地	0.2—0.45
Ⅲ类场地	0.4—0.8
Ⅳ类场地	>0.65—0.8

* 场地类别同表 6.7.1 定义。

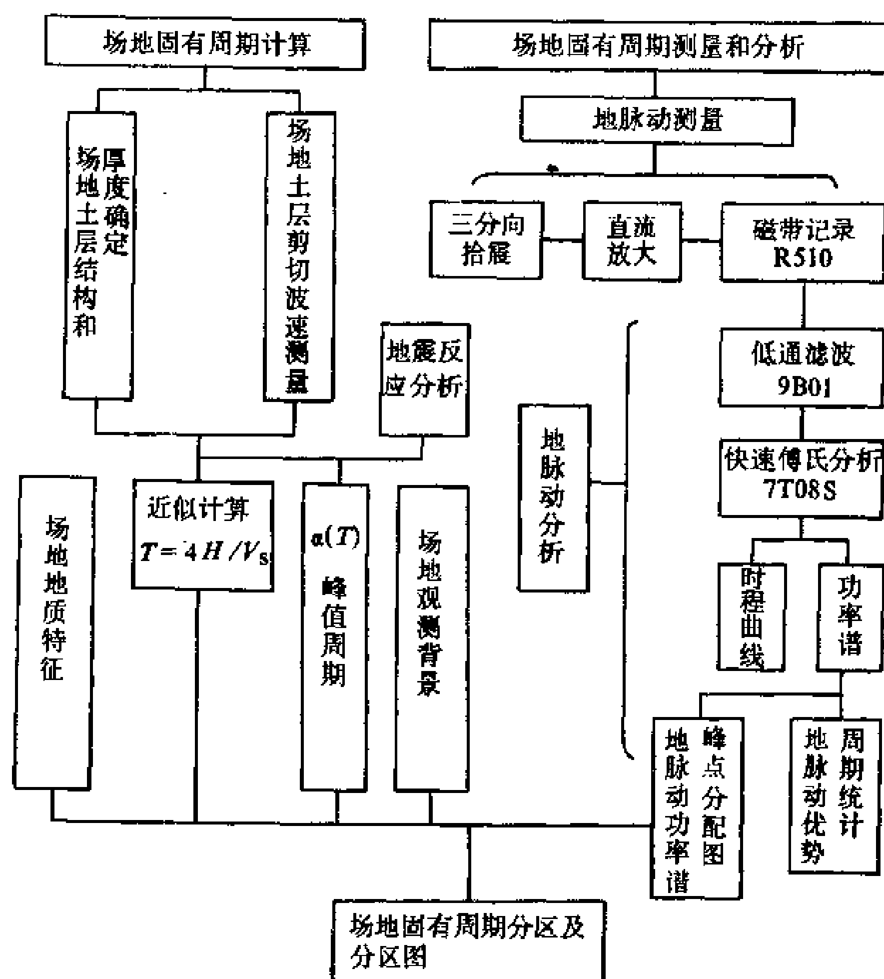


图 6.4.2 场地固有周期确定流程框图

6.5 场地土层刚度和阻尼系数

前几节有关场地动力特性都是以场地土层完全弹性为前题的，即在小应变条件下可以遵循这些基本规律。事实上，当入射的地震振动增强，地层振幅并非线性增强，自振周期与卓越周期亦会变长，这些现象在天然地震观测、模型试验及地震反应分析中都得到证实，并认为这是由于构成场地的土层非浅性变化引起的。图 6.5.1 的应力-应关系说明了其非浅性特征。与应力-应变关系曲线峰尖联线的斜率相应的有效刚度、与滞回线面积相对应的有效粘性阻尼，显然随应变物体的不同而发生变化。图 6.5.2 和图 6.5.3 表示典型砂土和饱和粘土弹性系数和阻尼系数，对于基岩或象基岩那样的坚实土，这种关系可能有所差别，但总的趋势是其阻尼、刚度与应变的相关性比松散土体差些。

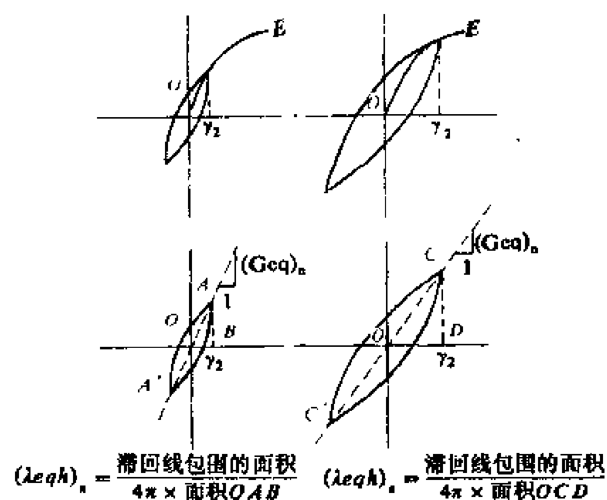
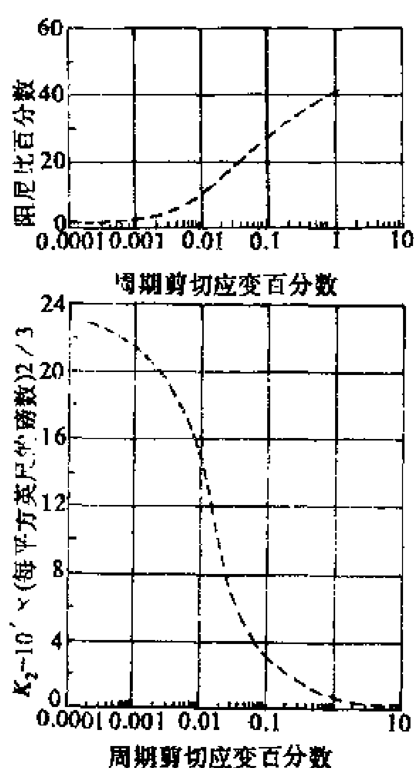


图 6.5.1　用非线性滞回曲线确定土的等效参数



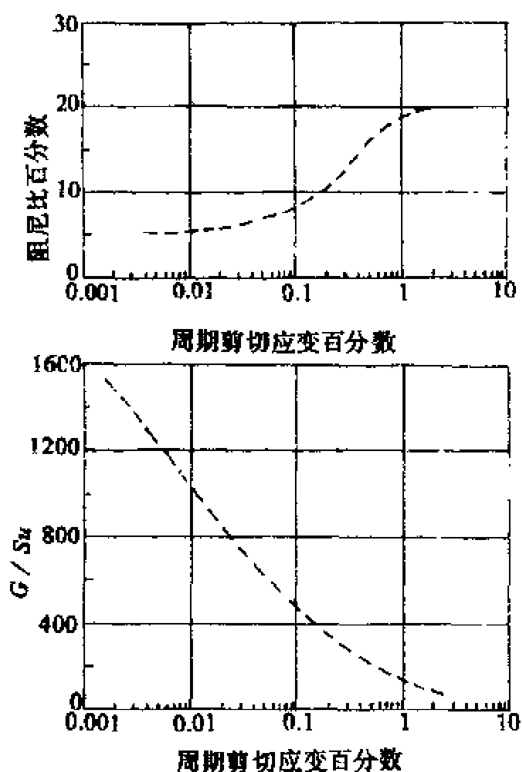


图 6.5.2　中砂(相对密度 75%)的弹性系数和阻尼系数(据 Seed,1969)

图 6.5.3　饱和粘土的弹性系数和阻尼系数(据 Seed,1969)

6.6　场地地震反应分析计算

6.6.1　场地地震反应分析流程

一个具体的工程场地或城市场地，都是由一定的岩土体所构成，其中以松散土体最为

多见。来自于震源的地震波，通过场地岩体、土体的滤波、放大，最后作用到工程。不同场地有不同的地质环境，同一场地也有不同的地质环境，即所谓场地构成不均一性。由不同地质环境下形成的岩土体构成的各种场地既有成因上的差别，也有物质组成、岩相结构、状态及物理力学（包括动力学）性质上的差别。作为地震波的传播介质，这些场地的差别必然会导致对地震波的传播、滤波和放大等效应，从而出现在不同场地地质条件下不同的地震反应特点。场地地震反应就是在搞清场地地质环境的基础上，应用地震波在介质中传播的基本理论与岩土体动力性状相适应的数学、物理模型对不同地质环境下地震动特点进行定量研究，并对各种场地地质条件下可能出现的地震反应作出预测，为不同地质环境条件下结构设计、震害预测提供地震反应方面的依据。因此，场地地震反应分析实质上是场地地震动预测问题，也是地震反应分区——地震动小区划的一种基本方法和手段。

根据场地区划的总目标，场地地震反应的具体目标是：

(1) 根据场地地震反应特点进行场地地震反应分区；

(2) 确定不同场地地质条件下设计反应谱；

(3) 提供不同场地地质条件下地震动时程曲线，主要为加速度时程 a (t)。

如何通过场地地震反应分析，达到场地地震反应分析的总目标和具体目标，这里有方法手段问题，也有实现的思路问题。所谓思路问题实质上是通过什么样的步骤和方法，进行场地地震动预测。我们的基本思路是：

(1) 把场地地震工程地质单元作为一个“结构体”，由场地地质特征和场地动力学特性来表示“结构体”特征，把来自震源、在大尺度范围传播的地震波作为输入，研究“结构体”的地震动效应，以地震反应谱或地震动时程作为场地地震反应输出。

(2) 场地地震反应涉及到震源、波传播介质和场地地质环境三个方面。为了分析简便，可以分为两步，第一步先确定场地岩石地震动，作为现场输入；第二步根播“结构体”地震反应特征来确定场地地震动输出。

(3) 以场地地质及其动力性质和震害经验为基础的场地地震工程地质单元是场地最小地震反应分析的单位，因此，在进行场地地震反应分析以前，应先进行场地地震工程地质单元划分。

(4) 以场地地震工程地质单元的地震反应分析的结果（输出）为基础，结合场地基本地质环境和工程的使用，对地质单元地震反应进行归类与合并，以确定出场地地震反应的最终结果，实现场地地震反应分析具体目标，并作为场地地震反应分区——地震小区划的基础。

对于上述思路，可用场地地震反应分析流程图（图 6.6.1）来表示。

从图 6.6.1 流程框图中可以看，场地地震反应分析研究，主要由下列三部分组成：

(1) 场地基岩地震动，它是场地地震反应分析的输入；

(2) 场地地震单元及其动力性质研究，它是场地地震反应分析研究的具体对象——结构体，是建立地震反应分析模型的基础。

(3) 场地地震反应分析计算。把输入送到结构，输出反映场地特征、满足一定目的的地震动，完成整个场地地震反应分析研究。

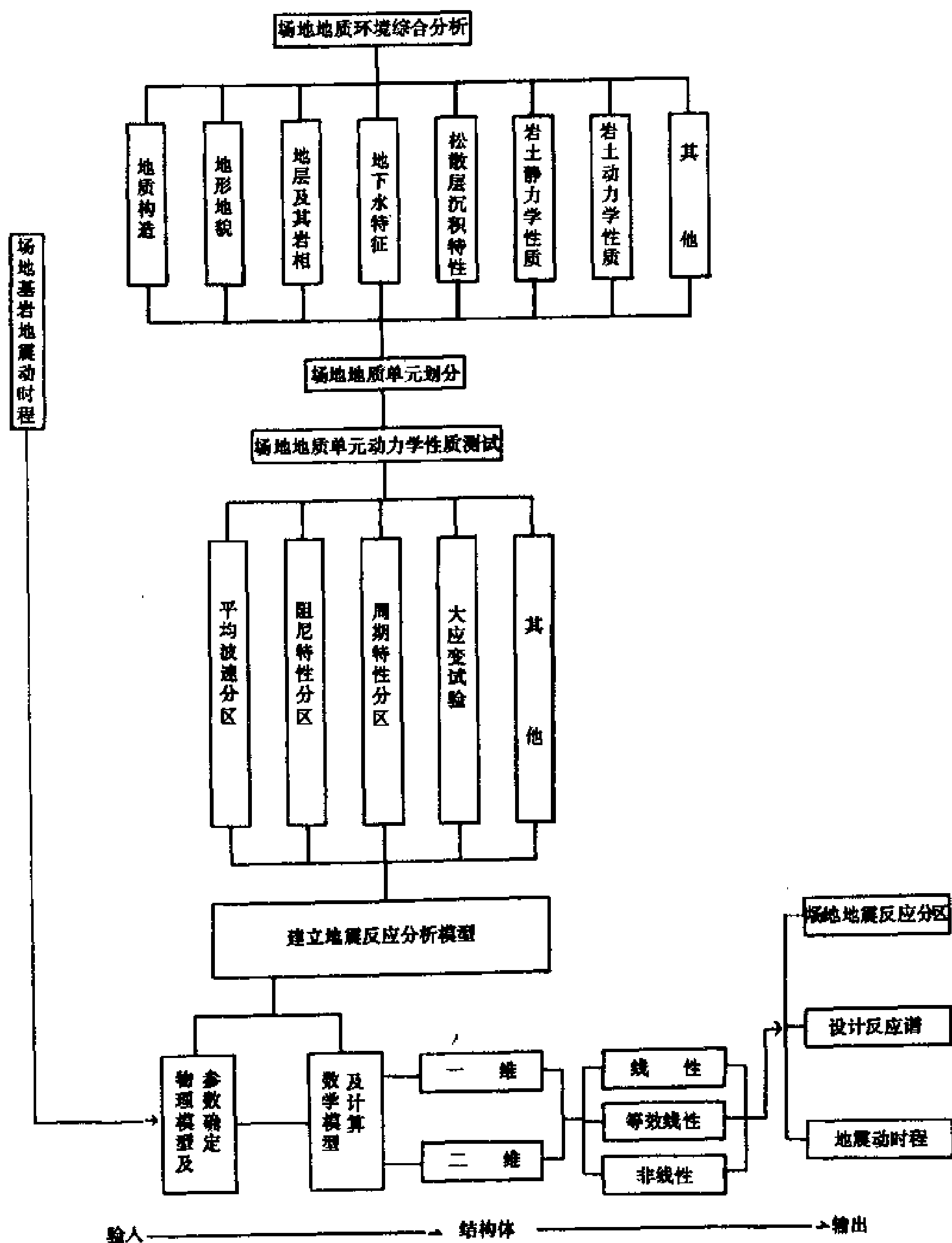


图 6.6.1 场地地震反应分析流程框图

6.6.2 场地地震反应分析计算方法

在场地地质单元划分的基础上，可通过各种手段取得土层的物性参数和波速资料，这就为场地地震反应计算创造了条件。场地地震反应计算的任务是在已知的土层结构、波速

和基岩地震入射波的条件下，计算地表的地震波。本节将给出一些常用的场地地震反应计算方法。

1. 地震反应运动方程

一般说来，土层地震反应是多自由度系统。但为了说明动力方程，我们从单自由度系统开始。图 6.6.2 是线性单自由度系统示意图。在基础支承受到地震动加速度 $\ddot{x}(t)$ 作用时，质点 M 受到动力 $P(t)$ 的作用，从结构动力学原理知道

$$F+Q+G+P=0$$

其中，$F=-M\ddot{x}$ 是惯性力，$\ddot{x}$ 是质量的总位移；Q 是弹簧的恢复力，它与变形成正比，即 $Q=-Ky$，K 是弹性常数，y 是质点相对于地面的位移，$y=x-x_0$；G 是阻尼力，它与变形速度成正比，即$G=-C\dot{y}$。于是系统的动态平衡方程是：

$$M\ddot{x}+C\dot{y}+Ky=P$$

或可改写为：

$$M\ddot{y}+C\dot{y}+Ky=P-M\ddot{x}_0 \tag{6.6.1}$$

至于多自由度系统可以推导出类似的方程，用矩阵和向量形式表示为：

$$[M]\{\ddot{x}\}+[C]\{\dot{x}\}+[K]\{x\}=\{P\}-[M]\{\ddot{x}_0\} \tag{6.6.2}$$

其中，$\{\ddot{x}\}$，$\{\dot{x}\}$ 和 $\{x\}$ 分别表示质点的相对加速度、速度和位移向量；$[M]$ 是质量矩阵；$[C]$ 是阻尼矩阵；$[K]$ 是刚度矩阵。$\{P\}$ 是整个系统所受的外力载荷向量；$\{\ddot{x}_0\}$ 是作用于基底的地震加速度向量。

图 6.6.3 所示是一个两层土的结构。假定对于各层只考虑水平方向位移，即只有一个自由度，相对位移为 x，则$\{x\}=\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix}$。假定它们的质量分别为 M_1 和 M_2，并集中于某点处，则质量矩阵为$[M]=\begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix}$。第一、二层的弹性恢复力分别为

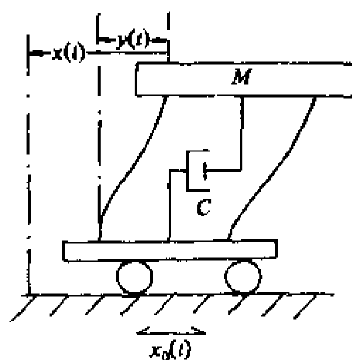


图 6.6.2 单自由度系统原理图

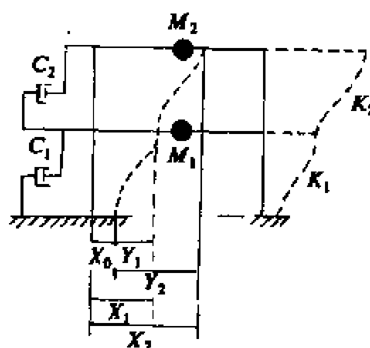


图 6.6.3 两自由度系统示例

$$Q_1=K_{11}x_1+K_{21}x_2$$

$$Q_2=K_{12}x_1+K_{22}x_2$$

其中，$K_{11}=K_1+K_2$，$K_{12}=K_{21}=-K_2$，$K_{22}=K_2$，K_1,K_2 是与弹性常数有关的系数。所以刚度矩阵

$$[K]=\begin{bmatrix} K_{11} & K_{21} \\ K_{12} & K_{22} \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} K_1+K_2 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 \end{bmatrix}$$

关于阻尼矩阵暂不讨论。

2. 振型叠加法求解运动方程

当系统处于无阻尼、无外力的时候，则运动方程 6.6.2 是自由振动方程：

$$[M]\{\ddot{x}\}+[K]\{x\}=0 \tag{6.6.3}$$

可假定它的一般解形式是：

$$\{X(t)\}=\{\varphi_n\}\theta_n(t) \tag{6.6.4}$$

其中，$\{\varphi_n\}$是不随时间变化只与结构特性有关的振型形状向量；θ_n（t）是随时间变化的一个标量函数。为了找出系统所固有的$\{\varphi_n\}$和 θ_n（t），将式 6.6.4 代入 6.6.3，得到

$$[M]\{\varphi_n\}\ddot{\theta}_n+[K]\{\varphi_n\}\theta_n=0 \tag{6.6.5}$$

它可分离为方程

$$\ddot{\theta}_n+\omega_n^2\theta_n=0 \tag{6.6.6}$$

和方程

$$([K]-\omega_n^2[M])\{\varphi_n\}=0 \tag{6.6.7}$$

方程 6.6.6 的通解是 $\theta_n(t)=\sin\omega_n(t-t_n)$，$n=1,2,\cdots,N$，$N$ 是系统的自由度数。方程 6.6.7 是 N 阶齐次方程组，它有非零解的充分必要条件是系数行列式为零，即

$$\left|[K]-\omega_n^2[M]\right|=0 \tag{6.6.8}$$

称方程 6.6.8 为特征方程，它是关于 ω_n^2 的高阶方程，它的根 ω_n^2 称为特征根 ω_n，对应于第 n 个振型的固有频率。将 ω_n 代入 6.6.7，得到以 $\{\varphi_n\}$ 为未知数的方程，解是与 ω_n 对应的第 n 个振型的形状。最后，

$$\{x_n(t)\}=\{\varphi_n\}\sin\omega_n(t-t_n) \tag{6.6.9}$$

是运动方程的一个解。可以证明，固有振型构成一个完备正交系，即

$$\begin{aligned} &\{\varphi_m\}^T[M]\{\varphi_n\}=0 \qquad \text{当 } m\neq n \\ &\{\varphi_m\}^T[K]\{\varphi_n\}=0 \qquad \text{当 } m\neq n \end{aligned} \tag{6.6.10}$$

式中，T 表示矩阵转置，系统的固有振型构成完备集合的事实证明，任一满足边界条件的 $\{x(t)\}$，都可用各固有振型的线性组合表示，即

$$\{x(t)\}=\sum_{n=1}^{N}a_n\{x_n(t)\}=\sum_{n=1}^{N}a_n\{\varphi_n\}\sin\omega_n(t-t_n) \tag{6.6.11}$$

上面就是振型叠加法求解运动方程的基本原理。下面给出计算方法。

①计算固有频率及固有振型

自由振动的特征方程是

$$[K]\{\varphi\}=\omega^2[M]\{\varphi\} \tag{6.6.12}$$

为求解方便，先将它转换为标准特征方程：

$$[A]\{x\}=\lambda\{x\} \tag{6.6.13}$$

其中，$\lambda=\omega^2$；$[A]=[M]^{-\frac{1}{2}}[K][M]^{-\frac{1}{2}}$；$\{x\}=[M]^{-\frac{1}{2}}\{\varphi\}$

在线性代数中有多种方法可用于计算特征值和对应的特征向量。在工程实际中经常只对低阶振型感兴趣。

假设固有频率为 $\omega_1,\omega_2,\cdots,\omega_N$ 对应的振型是$\{\varphi_1\},\{\varphi_2\},\cdots,\{\varphi_N\}$。向量$\{\varphi_i\}$的分量是$\varphi_{i1},\varphi_{i2},\cdots,\varphi_{iN}$，将$\{\varphi_i\}$按列排列成矩阵$[\varphi]$，即

$$[\varphi]=\begin{bmatrix}\varphi_{11} & \varphi_{21} & \cdots\cdots & \varphi_{N1}\\ \varphi_{12} & \varphi_{22} & \cdots\cdots & \varphi_{N2}\\ \cdot & \cdot & & \cdot\\ \cdot & \cdot & & \cdot\\ \cdot & \cdot & & \cdot\\ \varphi_{1N} & \varphi_{2N} & \cdots\cdots & \varphi_{NN}\end{bmatrix}$$

②计算广义坐标

令满足方程的位移为$\{x(t)\}=[\varphi]\{Y(t)\}$，称$\{Y(t)\}$为广义坐标，并代入方程，则

$$[M][\varphi]\{\ddot{Y}(t)\}+[C][\varphi]\{\dot{Y}(t)\}+[K][\varphi]\{Y(t)\}=\{P\}-[M]\ddot{x}_0(t) \tag{6.6.14}$$

两边乘以$\{\varphi_n\}^T$，则

$$\{\varphi_n\}^T[M][\varphi]\{\ddot{Y}(t)\}+\{\varphi_n\}^T[C][\varphi]\{\dot{Y}(t)\}+\{\varphi_n\}^T[K][\varphi]\{Y(t)\}$$
$$=\{\varphi_n\}^T\{P\}-\{\varphi_n\}^T[M]\ddot{x}_0(t)$$

假定第n个振型的阻尼比为ζ_n，比例系数$a=2\omega_n\zeta_n$，则上式转换为

$$\{\varphi_n\}^T[M][\varphi]\{\ddot{Y}(t)\}+2\omega_n\zeta_n\{\varphi_n\}^T[M][\varphi]\{\dot{Y}(t)\}+\{\varphi_n\}^T[K][\varphi]\{Y(t)\}$$
$$=\{\varphi_n\}^T\{P\}-\{\varphi_n\}^T[M]\ddot{x}_0(t)$$

根据式6.6.12和固有振型的正交性，并利用$M_n^*=\{\varphi_n\}^T[M]\{\varphi_n\}=1$，

则

$$\ddot{Y}(t)+2\omega_n\zeta_n\dot{Y}(t)+\omega_n^2Y_n(t)=P_n^*(t) \tag{6.6.15}$$

其中,Y_n的下标n表示与第n个振型相对应的广义坐标;$P_n^*(t)=\{\varphi_n\}^T\{P\}-\{\varphi_n\}^T[M]\ddot{x}_0(t)$。

现在，式 6.6.15 是一个以 Y_n 为未知数的常微分方程，用下述线性加速度逐步积分法可解。

假定在很短的时间间隔Δt内

$$\dot{Y}_n(t)=A+\frac{\Delta t}{2}\ddot{Y}_n(t)$$

$$Y_n(t)=B+\frac{\Delta t^2}{6}\ddot{Y}_n(t) \tag{6.6.16}$$

其中， $A=\dot{Y}_n(t-\Delta t)+\frac{\Delta t}{2}\ddot{Y}_n(t-\Delta t)$；

$$B=Y_n(t-\Delta t)+\Delta t\dot{Y}_n(t-\Delta t)+\frac{\Delta t^2}{3}\ddot{Y}_n(t-\Delta t)。$$

将它们代入式6.6.15，得到

$$\ddot{Y}_n(t)+2\omega_n\zeta_n[A+\frac{\Delta t}{2}\ddot{Y}_n(t)]+\omega_n^2[B+\frac{\Delta t^2}{6}\ddot{Y}_n(t)]=P_n^*(t)$$

合并后有

$$(1+\omega_n\zeta_n\Delta t+\frac{\Delta t^2}{6}\omega_n^2)\ddot{Y}_n(t)=P_n^*(t)-2\omega_n\zeta_nA-\omega_n^2B$$

令 $$F=(1+\omega_n\zeta_n\Delta t+\frac{\Delta t^2}{6}\omega_n^2)$$

则 $$\ddot{Y}_n(t)=(P_n^*(t)-2\omega_n\zeta_nA-\omega_n^2B)/F \tag{6.6.17}$$

如果已经知道 $(t-\Delta t)$ 时的 Y_n，$\dot{Y}_n$，$\ddot{Y}_n$，可用式6.6.17计算 t 时刻的加速度 $\ddot{Y}_n$，再利用式6.6.16计算位移和速度 Y_n，$\dot{Y}_n$。如此循环，可计算出从 $t=0$ 到 $t=T$ 内的 Y_n、$\dot{Y}_n$，$\ddot{Y}_n$。

③将各振型和相应的广义坐标相乘并叠加起来成为地震反应的结果。即

$$\{x(t)\}=[\varphi]\{Y(t)\} \tag{6.6.18}$$

结果精度高低与固有振型个数有关，但一般情况取若干个低振型就足够了。

3. 剪切质点系模型计算层状介质的地震反应

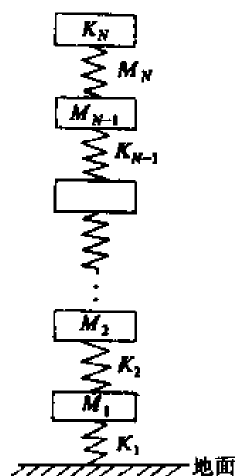


图 6.6.4 剪切质点系模型示意图

工程场地地质条件对地震反应的影响是目前抗震设计最关心的问题之一，特别是土质条件的影响最为重要。一个地质体由于经受地壳运动和人为因素影响，在垂直剖面上岩相变化是很剧烈的。为计算土层对地震的反应可采用剪切质点系模型。它的基本原理来自多自由度线性系统。

图 6.6.4 是一模型。这里有两个基本假设：第一，把土层视为水平层状线弹性介质，对于在应变不大和土层侧向范围远大于厚度的情况下，这一假设基本上是成立的；第二，地震波来自于地壳中垂直向上传播的剪切波。发自震源的地震波向地表传播时，由于传播介质的密度和传播速度自下而上变小，在介质性质发生变化的界面上，波转向法向传播，当接近地表时可视为垂直向上传播。此外，实际地震记录水平分量大于垂直分量，并且对工程而言，水平剪切形变危害最大。所以这个假设也是成立的。

现将图中每个土层的质量集中于一点，如果第 i 个土层的厚度为 H_i，密度为 ρ_i，则质量为 $\rho_i H_i$，将这个质量集中于第 i 个质点。N 个质点的质量 $m_1, m_2, \cdots, m_N$ 形成对角质量矩阵$[M]$

$$[M]=\begin{bmatrix} m_1 & & \\ & m_2 & 0 \\ 0 & & \ddots \\ & & & m_N \end{bmatrix} \tag{6.6.19}$$

每个质点只有一个水平方向自由度，则整个系统有N个自由度。

为计算刚度矩阵先计算每个土层的刚度系数K_i，

$$K_i = V_{Si}^2 \rho_i / H_i$$

其中，V_{Si} 为第i层S波速度。

与两自由度系统相类似，可推出在剪切质点模型中总体刚度矩阵为

$$[K]=\begin{bmatrix} K_1+K_2 & K_2 & 0 & . & . & . & 0 \\ -K_2 & K_2+K_3 & -K_3 & 0 & . & . & 0 \\ 0 & K_3 & K_3+K_4 & -K_4 & 0 & . & 0 \\ . & 0 & . & . & . & . & . \\ . & . & . & . & . & . & . \\ . & . & . & . & . & . & K_n \\ 0 & 0 & . & . & -K_{n-1} & . & -K_{n-1} \end{bmatrix} \tag{6.6.20}$$

它是对称三角矩阵。

当图6.6.4所示的模型底遭受水平震动$\ddot{u}_g(t)$时，体系运动方程是

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=-[M]\{\ddot{u}_g\} \tag{6.6.21}$$

可用前述振型叠加法求解此运动方程得到地表的地震反应。

例：假定有一钻孔剖面如图 6.6.5a 所示，在基岩上面有四个土层，它们的参数也显示在图中。按上述剪切质点模型先计算它们的刚度矩阵 $[K]$ 和质量矩阵 $[M]$，它们分别为

$$[M]=\begin{bmatrix} 0.2052 & & & \\ & 0.2850 & & \\ 0 & & 0.3864 & \\ & & & 0.9882 \end{bmatrix}$$

$$[K]=\begin{bmatrix} 0.1411E6 & -0.9198E4 & 0 & 0 \\ -0.9998E4 & 0.2261E5 & -0.1213E5 & 0 \\ 0 & -0.1213E5 & 0.2702E5 & -0.1038E5 \\ 0 & 0 & -0.1038E5 & 0.6489E4 \end{bmatrix}$$

它的四个固有频率为 $\omega_1=4.68$，$\omega_2=19.83$，$\omega_3=31.38$，$\omega_4=59.97$， 与固有频率相对应的振型如图 6.6.5b 所示。在进行振型叠加时，取两个低阶振型，阻尼比均为 0.05。图 6.6.6 给出的两条曲线是基岩输入地震波的加速度反应谱（曲线 R）和地表的加速度反应谱（曲线 B)。土层对周期为 0.20s 的波谱放大约二倍。

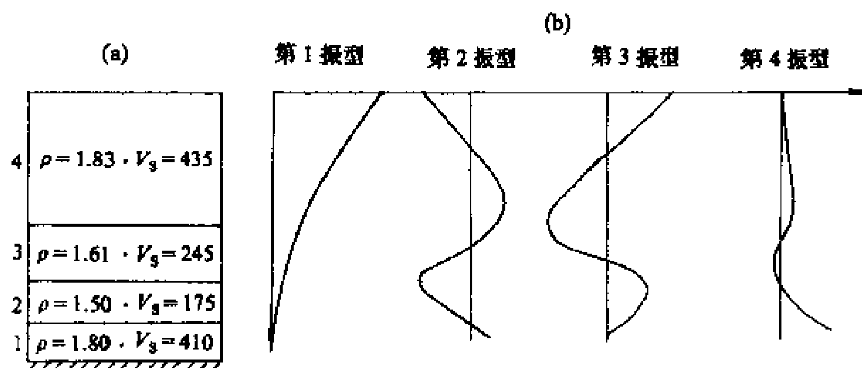


图 6.6.5 剖面及振型实例图

(a)剖面图；(b)振型图

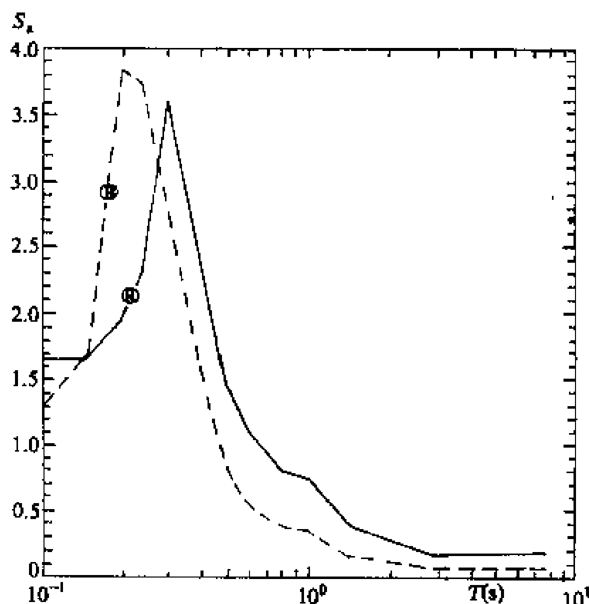


图 6.6.6 输入与输出反应谱比较

曲线 R 为基岩输入； 曲线 B 为地表输出

剪切质点法的优点是简便，运算速度快，对于场地土体条件在水平方向变化不大情况下更为适宜。为解决某一地区的地震反应，首先要有若干钻孔资料，包括土层的岩性、厚度及速度分布。然后找到实测强震记录或利用人造地震波资料作为基岩入射波，利用计算机程序就可求得结果。它的缺点是事先假定土层在水平方向是均匀的，只是在垂直方向有变化。然而实际上波在介质中的传播是水平的垂直两个方向的。介质的横向不均匀性的影响也是不可忽视的。为克服这些缺点可采用有限单元方法。

4. 地震反应的有限单元方法

对于在垂直和水平两个方向上材

料特性和几何形状都不均匀、不规则或不连续的地质体，可采用有限单元方法计算地震反应。例如，研究断层带地震效应、复杂地形对地震反应影响等都可采用有限单元法。地质剖面可用二维有限元模型，复杂地质体可用三维有限元模型。

(1) 动态有限元运动方程的建立

首先，将连续地质体离散化，即将它划分为一定数量的单元，单元可以是三角形、四边形或立方体等，单元的顶点是节点，单元之间通过节点发生联系，即所有单元之间的作用力都通过节点传递。构造插值位移函数，建立任何一点的位移与节点位移之间的函数关系。利用最小位能原理建立节点加速度、速度、位移的总体平衡方程式。关于地震反应的总体平衡方程形如

$$[M]\{\ddot{u}\}+[C]\{\dot{u}\}+[K]\{u\}=\{P\} \tag{6.6.22}$$

式中，$\{\ddot{u}\}$、$\{\dot{u}\}$、$\{u\}$ 分别为节点加速度、速度、位移矢量；$[M]$、$[C]$、$[K]$分别为总体质量、阻尼、刚度矩阵；$\{P\}$是总体节点载荷向量。

在二维地震反应问题中，将入射加速度产生的惯性力作为载荷；$\{P\}$是 $-\{E_u\}\ddot{u}_g(t)$ 与 $-\{E_v\}\ddot{V}_g(t)$ 之和。其中，$\{E_u\}^T=(M_1,0,M_2,0,\cdots,M_N,0)$；$\{E_v\}^T=(0,M_1,0,M_2,\cdots,0,M_N)$；$M_i$ 是总体质量矩阵的分量；$\ddot{u}_g(t)$ 和 $\ddot{V}_g(t)$ 分别为输入加速度在水平和垂直方向的分量。

关于不同形状单元的单元刚度矩阵、质量矩阵计算公式在许多专著中论及，这里不详细推导，只是给出四节点等参单元的计算公式。

假定单元如图 6.6.7 所示，(x,y) 是总体坐标，对单元建立一个局部坐标系 (r,s)，中心点是 $(0,0)$，四个节点的局部坐标为 $(1,1)$，$(-1,1)$，$(-1,-1)$，$(1,-1)$。单元内任一点 (x,y) 的位移为 (u,v)，它可以利用位移插值函数表示为四个节点位移 (u_i,v_i)，$i=1,\cdots4$，的线性组合，即

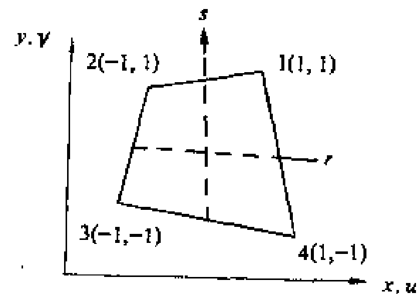


图 6.6.7 四边形等参单元

$$u=\frac{1}{4}(1+r)(1+s)u_1+\frac{1}{4}(1-r)(1+s)u_2+\frac{1}{4}(1-r)(1-s)u_3+\frac{1}{4}(1+r)(1-s)u_4$$

$$v=\frac{1}{4}(1+r)(1+s)v_1+\frac{1}{4}(1-r)(1+s)v_2+\frac{1}{4}(1-r)(1-s)v_3+\frac{1}{4}(1+r)(1-s)v_4 \tag{6.6.23}$$

同样，坐标(x,y)也可由节点的坐标表示为：

$$x=\frac{1}{4}(1+r)(1+s)x_1+\frac{1}{4}(1-r)(1+s)x_2+\frac{1}{4}(1-r)(1-s)x_3+\frac{1}{4}(1+r)(1-s)x_4$$

$$y=\frac{1}{4}(1+r)(1+s)y_1+\frac{1}{4}(1-r)(1+s)y_2+\frac{1}{4}(1-r)(1-s)y_3+\frac{1}{4}(1+r)(1-s)y_4 \tag{6.6.24}$$

单元应变向量

$$\{\varepsilon\}^T=(\varepsilon_{xx},\ \varepsilon_{yy},\ \gamma_{xy})$$

$$\varepsilon_{xx}=\frac{\partial u}{\partial x},\ \varepsilon_{yy}=\frac{\partial v}{\partial y},\ \gamma_{xy}=\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}$$

建立位移对局部坐标的导数与位移对总体坐标导数的关系为：

$$\begin{bmatrix}\dfrac{\partial}{\partial r}\\[2ex] \dfrac{\partial}{\partial s}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}\dfrac{\partial x}{\partial r} & \dfrac{\partial y}{\partial r}\\[2ex] \dfrac{\partial x}{\partial s} & \dfrac{\partial y}{\partial s}\end{bmatrix} \qquad \begin{bmatrix}\dfrac{\partial}{\partial x}\\[2ex] \dfrac{\partial}{\partial y}\end{bmatrix}=J\begin{bmatrix}\dfrac{\partial}{\partial x}\\[2ex] \dfrac{\partial}{\partial y}\end{bmatrix}$$

式中，$\frac{\partial x}{\partial r}$，$\frac{\partial y}{\partial r}$，$\frac{\partial x}{\partial s}$，$\frac{\partial y}{\partial s}$可以利用式6.6.24计算得到，$J$是可比矩阵。各节点的情况是

$$\begin{bmatrix}\dfrac{\partial}{\partial x}\\[2ex] \dfrac{\partial}{\partial y}\end{bmatrix}_{\substack{r=r_i\\ s=s_j}}=J_{ij}^{-1}\begin{bmatrix}\dfrac{\partial}{\partial r}\\[2ex] \dfrac{\partial}{\partial s}\end{bmatrix}_{\substack{r=r_i\\ s=s_j}}$$

利用式6.6.23，有

$$\frac{\partial u}{\partial r}=\frac{1}{4}(1+s)u_1-\frac{1}{4}(1+s)u_2-\frac{1}{4}(1-s)u_3-\frac{1}{4}(1-s)u_4$$

$$\frac{\partial u}{\partial s}=\frac{1}{4}(1+r)u_1+\frac{1}{4}(1-r)u_2-\frac{1}{4}(1-r)u_3-\frac{1}{4}(1+r)u_4$$

$$\frac{\partial v}{\partial r}=\frac{1}{4}(1+s)v_1-\frac{1}{4}(1+s)v_2-\frac{1}{4}(1-s)v_3-\frac{1}{4}(1-s)v_4$$

$$\frac{\partial v}{\partial s}=\frac{1}{4}(1+r)v_1+\frac{1}{4}(1-r)v_2-\frac{1}{4}(1-r)v_3-\frac{1}{4}(1+r)v_4$$

因此，单元应变为

$$\begin{bmatrix}\dfrac{\partial u}{\partial x}\\[2ex] \dfrac{\partial u}{\partial y}\end{bmatrix}_{\substack{r=r_i\\ s=s_j}}=\frac{1}{4}J_{ij}^{-1}\begin{bmatrix}1+s_j & 0 & -(1+s_j) & 0 & -(1-s_j) & 0 & (1-s_j) & 0\\ 1+r_i & 0 & (1-r_i) & 0 & -(1-r_i) & 0 & -(1+r_i) & 0\end{bmatrix}[u]$$

$$\begin{bmatrix}\dfrac{\partial v}{\partial x}\\[2ex] \dfrac{\partial v}{\partial y}\end{bmatrix}_{\substack{r=r_i\\ s=s_j}}=\frac{1}{4}J_{ij}^{-1}\begin{bmatrix}0 & 1+s_j & 0 & -(1+s_j) & 0 & -(1-s_j) & 0 & (1-s_j)\\ 0 & 1+r_i & 0 & (1-r_i) & 0 & -(1-r_i) & 0 & -(1+r_i)\end{bmatrix}[u]$$

$$[u]^T=(u_1,v_1,u_2,v_2,u_3,v_3,u_4,v_4)$$

可在(r_i,s_j)建立应变位移转换矩阵$[B]$，

$$[\varepsilon]_{ij}=[B]_{ij}[u] \tag{6.6.25}$$

$$[B]_{ij} = \frac{1}{4}\begin{bmatrix} 1+s_j & 0 & -(1+s_j) & 0 & -(1-s_j) & 0 & 1-s_j & 0 \\ 0 & 1+r_i & 0 & 1-r_i & 0 & -(1-r_i) & 0 & -(1+r_i) \\ 1+r_i & 1+s_j & 1-r_i & -(1+s_j) & -(1-r_i) & -(1-s_j) & -(1+r_i) & 1-s_j \end{bmatrix}$$

材料特性矩阵$[C]$建立了单元应力与应变的关系，对于平面应力和平面应变问题分别为

$$[C] = \frac{E}{1-r^2}\begin{bmatrix} 1 & r & 0 \\ r & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-r}{2} \end{bmatrix} \tag{6.6.26}$$

以及

$$[C] = \frac{E(1-r)}{(1+r)(1-2r)}\begin{bmatrix} 1 & \frac{r}{1-r} & 0 \\ \frac{r}{1-r} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2r}{2(1-r)} \end{bmatrix} \tag{6.6.27}$$

最后，单元刚度矩阵

$$[K] = \int_S [B]^T [C][B] |\det J| \mathrm{d}s \tag{6.6.28}$$

利用数值积分可以计算单元刚度矩阵的分量，如果在(r,s)方向各取两个积分高斯点，则它们是 $r=-0.57, 0.57$，$s=-0.57, 0.57$，权系数为 1。

较常用的质量矩阵计算法是集中质量法。对于等参四边形单元，总单元质量分配到四个节点的原子是按局部坐标中四个象限占单元总面积的比例。

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & & & 0 \\ & M_2 & & \\ & & M_3 & \\ 0 & & & M_4 \end{bmatrix} \tag{6.6.29}$$

有了单元矩阵可以按照单元相互的联结关系汇总总体矩阵。

(2)振型叠加法解运动方程

由于在本节的第二部分中已详述了方法，此处从略。

(3)直接积分法解运动方程

振型叠加法的优点是能给出振型，其缺点是必须求解特征值、特征向量，计算较复杂。与振型法不同的是直接积分法。顾名思义，它就是不改变微分方程的形式，直接求解。其思路是先对 Δt 时间步长内的位移 u、速度$\dot{u}$和加速度 $\ddot{u}$ 作出假设，再将它们代入微分方程，在初始条件给定的情况下，逐步计算出任意时刻 t 的解。这里给出常用的 Wilsonθ 法(图 6.6.8)。

假定加速度 $\ddot{u}$ 在 t 到 $t+\theta\Delta t(\theta>1.0)$之间呈线性变化，此假设在 Δt 足够小时是可行的。为使数值积分稳定，取 $\theta>1.37$，通常取 $\theta=1.40$。

假定 τ 为时间的增加，则 $0\leqslant\tau\leqslant\theta\Delta t$。对时间间隔 t 到 $t+\theta\Delta t$，

$$\ddot{u}_{t+\tau}=\ddot{u}_t+\frac{\tau}{\theta\Delta t}(\ddot{u}_{t+\theta\Delta t}-\ddot{u}_t) \tag{6.6.30}$$

将它积分，得

$$\dot{u}_{t+\tau}=\dot{u}_t+\ddot{u}_t\tau+\frac{\tau^2}{2\theta\Delta t}(\ddot{u}_{t+\theta\Delta t}-\ddot{u}_t) \tag{6.6.31}$$

$$u_{t+\tau}=u_t+\dot{u}_t\tau+\frac{1}{2}\ddot{u}_t\tau^2+\frac{1}{6\theta\Delta t}\tau^3(\ddot{u}_{t+\theta\Delta t}-\ddot{u}_t) \tag{6.6.32}$$

令 $\tau=\theta\Delta t$，有

$$\dot{u}_{t+\theta\Delta t}=\dot{u}_t+\frac{\theta\Delta t}{2}(\ddot{u}_{t+\theta\Delta t}+\ddot{u}_t) \tag{6.6.33}$$

$$u_{t+\theta\Delta t}=u_t+\theta\Delta t\dot{u}_t+\frac{\theta^2\Delta t^2}{6}(\ddot{u}_{t+\theta\Delta t}+2\ddot{u}_t) \tag{6.6.34}$$

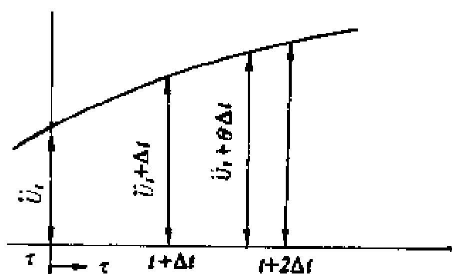


图 6.6.8　Wilsonθ 法示意图

根据 6.6.34，可推出

$$\ddot{u}_{t+\theta\Delta t}=\frac{6}{\theta^2\Delta t^2}(u_{t+\theta\Delta t}-u_t)-\frac{6}{\theta\Delta t}\dot{u}_t-2\ddot{u}_t \tag{6.6.35}$$

将式6.6.35代入式6.6.33，得到

$$\dot{u}_{t+\theta\Delta t}=\frac{3}{\theta\Delta t}(u_{t+\theta\Delta t}-u_t)-2\dot{u}_t-\frac{\theta\Delta t}{2}\ddot{u}_t \tag{6.6.36}$$

现在，在 $t+\theta\Delta t$ 时刻建立平衡方程

$$[M]\{\ddot{u}_{t+\theta\Delta t}\}+[C]\{\dot{u}_{t+\theta\Delta t}\}+[K]\{u_{t+\theta\Delta t}\}=\{\overline{R}_{t+\theta\Delta t}\} \tag{6.6.37}$$

其中，　$\{\overline{R}_{t+\theta\Delta t}\}=\{R_t\}+\theta(\{R_{t+\Delta t}\}-\{R_t\})$

将公式6.6.35、6.6.36代入式6.6.37，可得到最终平衡方程：

$$[\hat{K}]\{u_{t+\theta\Delta t}\}=\{\hat{R}_{t+\theta\Delta t}\} \tag{6.6.38}$$

其中，有效刚度矩阵　$[\hat{K}]=[K]+a_0[M]+a_1[C]$。

假定阻尼矩阵　$[C]=c_1[K]+c_2[M]$　(6.6.39)

则　$[\hat{K}]=(1+a_1c_1)[K]+(a_0+a_1c_2)[M]$　(6.6.40)

$$\{\hat{R}_{t+\theta\Delta t}\}=\{R_t\}+\theta(\{R_{t+\Delta t}\}-\{R_t\})+[M](a_0\{u_t\}+a_2\{\dot{u}_t\}+2\{\ddot{u}_t\})$$

$$+[C](a_1\{u_t\}+2\{\dot{u}_t\}+a_3\{\ddot{u}_t\}) \tag{6.6.41}$$

$$a_0=\frac{6}{(\theta\Delta t)^2},\ a_1=\frac{3}{\theta\Delta t},\ a_2=2a_1,\ a_3=\frac{\theta\Delta t}{2}$$

$$a_4=\frac{a_0}{\theta},\ a_5=\frac{-a_2}{\theta},\ a_6=1-\frac{3}{\theta},\ a_7=\Delta t/2\ ,\ a_8=\frac{\Delta t^2}{6} \tag{6.6.42}$$

总结起来，计算步骤是

A. 初始计算：

① 形成刚度矩阵 $[K]$，质量矩阵 $[M]$，阻尼矩阵 $[C]$，常用的计算阻尼矩阵方法是：$[C]=c_1[K]+c_2[M]$，$c_1\approx\lambda\omega$，$c_2\approx\lambda/\omega$。λ 是体系阻尼比，ω 是基阶振型的固有频率。

② 计算初始位移$\{u_0\}$、速度$\{\dot{u}_0\}$和加速度$\{\ddot{u}_0\}$。

③ 选择Δt，$\theta=1.4$，按公式6.6.42计算必须的积分常数a_0—a_8。

④ 形成有效刚度矩阵$[\hat{K}]$。

⑤ 将$[\hat{K}]$三角化。

B. 对每一时间步长

① 按公式6.6.41计算$t+\theta\Delta t$时有效荷载$\{\hat{R}_{t+\theta\Delta t}\}$；

② 求解方程6.6.38得到$\{u_{t+\theta\Delta t}\}$；

③ 计算$t+\theta\Delta t$时的位移、速度、加速度：

$$\begin{aligned}\ddot{u}_{t+\Delta t}&=a_4(u_{t+\theta\Delta t}-u_t)+a_5\dot{u}_t+a_6\ddot{u}_t\\ \dot{u}_{t+\Delta t}&=\dot{u}_t+a_7(\ddot{u}_{t+\Delta t}+\ddot{u}_t)\\ u_{t+\Delta t}&=u_t+\Delta t\dot{u}_t+a_8(\ddot{u}_{t+\Delta t}+2\ddot{u}_t)\end{aligned} \tag{6.6.43}$$

(4)有关有限单元法的几个问题

① 边界条件：确定边界的原则是，边界必须离开感兴趣地区足够远，使边界条件对结果没有重要影响。底边界处理为刚性边界。一般深度应取在结构直径的 1—2 倍处，侧向边界应设置在离结构边缘相当于 2 或 2 倍以上土断面深度处。对于刚性基底上只有水平输入运动的情况，侧向边界仅有水平运动。

② 单元尺寸：为节省计算经费，将每个有限单元尺寸选择尽可能大，但太大会影响计算精度。为使单元尽可能大，又不减损解的精度，单元最大尺寸 h 由有限元模型传递的最高频率 $\gamma_{\max}$ 决定，要求 h 必须小于波长，体系中最短波长是

$$\lambda_S=V_S/\gamma_{\max}$$

式中，V_S 是剪切波速，对于集中质量矩阵，一般取

$$h\leqslant\frac{1}{8}\lambda_S$$

③ 阻尼：从前面介绍可见，两种方法对阻尼处理是不同的，振型叠加法是利用各振型的阻尼比 ζ，而直接积分法是利用刚度矩阵和质量矩阵的线性组合。振型叠加法是在振型叠加时引入临界阻尼比，它不能与单元材料发生联系。直接积分法中阻尼矩阵可与单元发

生联系，但是系数 c_1 和 c_2 又与固有频率有关。

④振型叠加法与直接积分法的比较：振型分析方法的成功主要是由于大多数结构动力问题不需要确定特征方程的所有特征值和特征向量，只需要不到 20 个振型即可满足要求。但目前很多结构，如核电站设计必须考虑很宽频带范围内的反应谱，需要的特征值数增大，计算量也随之增大。

直接积分法的计算量随时间步长的减小而增加。它的计算方法比较简单，它的收敛性和稳定性通过减小步长可解决。直接解法可以推广到拟线性情况，并为非线性问题求解创造条件。

强地震动在土中引起很大的非线性效应，这种效应很强烈，不能忽视，因而必须用某种方法加以考虑。由于花费和我们关于动荷载下土性状特点认识方面的限制，目前尚不能真正实现非线性分析。但是，一种等效线性法提供了问题的实用解。如分析中采用的刚度和阻尼与每一单元中的有效剪应变幅值相容，则利用线性粘弹性分析由等效线性法可以得到近似的非线性解。

假定应变相容的土性的典型性状如图 6.5.2 和 6.5.3，则等效线性法采用这些数据方式如下：就每个土单元估计一组模量和阻尼值，并利用这些参数对该体系作线性分析，这种解估计了每个单元平均剪应变的幅值。参考该图的曲线可检查应变大小是否与反应分析中采用的剪切模量和阻尼值相容。如果土性是不相容的，则按此剪应变可提出修正的剪切模量和阻尼值，用于新的分析。这种过程反复进行，直到收敛为止，通常 3—5 次迭代即可。最后迭代求得的反应取作非线性反应。

5. 一维波动理论计算法

假定土层是水平分层的，每层的介质材料是均匀的，并且都近似于水平无限延伸。土层下卧的基岩是无限半空间，所以基岩面以下的反射波在基岩内全部被吸收，基岩以上土层的特征对入射波无影响。每一土层均为均质各向同性线粘弹性体，剪切模量和阻尼比是剪应变的函数。

波动方法的原理是计算土体对不同频率简谐运动的传递函数，将传递函数谱与入射波谱相乘得到地面运动谱。具体的做法是：①对基岩入射波作富氏变换得到不同频率的简谐运动，即富氏谱；②计算土体传递谱；③将传递谱与入射波富氏谱相乘，并作富里埃反变换得到地面的加速度时程曲线，第一步和第三步中涉及富里埃变换的内容不在这里叙述，可参考有关文献。本节要着重讨论传递函数。

所谓传递函数就是整个体系（地层或地面上的结构物）相对于单位输入的输出量，也就是相对于单位激发的反应。由于输入地震已分解为不同频率、振幅和相角的一系列谐波，故所求的传递函数乃是相对于不同频率的单位谐波的反应。

剪切波通过图 6.6.9 所示体系竖向传播仅产生水平向位移

$$u=u(x,t)$$

它满足波动方程

$$\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}=G\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\eta\frac{\partial^2 u}{\partial x\partial t} \tag{6.6.44}$$

式中，ρ为质量密度；G为剪切模量；η为粘滞系数。频率为ω的简谐波可写成

$$u(x,t) = U(x)\mathrm{e}^{i\omega t} \tag{6.6.45}$$

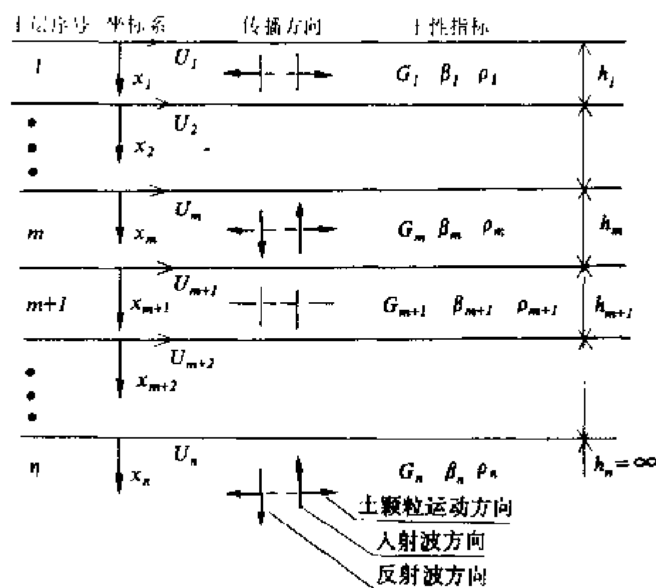


图 6.6.9 剪切波竖向传播示意图

将它代入波动方程 6.6.44，可得到常微分方程

$$(G + i\omega\eta)\frac{\mathrm{d}^2 U}{\mathrm{d}x^2} = \rho\omega^2 U$$

其通解为

$$U(x) = E\mathrm{e}^{ikx} + F\mathrm{e}^{-ikx} \tag{6.6.46}$$

式中，

$$K^2 = \frac{\rho\omega^2}{G + i\omega\eta} = \frac{\rho\omega^2}{G^*}$$

其中，G^* 为复剪切模量。临界阻尼比 β 和粘滞系数 η 之间的关系为 $\omega\eta = 2G\beta$。试验表明，在分析所需的频率范围内 G、β 与频率无关，故用 β 来表示 G^* 是方便的，即

$$G^* = G + + i\omega\eta = G(1 + 2i\beta)$$

将式6.6.46代入式6.6.45，得到

$$u(x,t) = E\mathrm{e}^{i(kx+\omega t)} + F\mathrm{e}^{-i(kx-\omega t)} \tag{6.6.47}$$

$E\mathrm{e}^{i(kx+\omega t)}$ 是向上入射波，$F\mathrm{e}^{-i(kx-\omega t)}$ 是向下反射波。对于每一土层引入局部坐标，则第 m 层顶部和底部位移为

$$u_m(x=0) = (E_m + F_m)\mathrm{e}^{i\omega t}$$

$$u_m(x=h_m) = (E_m\mathrm{e}^{ik_m h_m} + F_m\mathrm{e}^{-ik_m h_m})\mathrm{e}^{i\omega t}$$

根据剪应力的定义，有

$$\tau(x,t)=G\frac{\partial u}{\partial x}+\eta\frac{\partial^2 u}{\partial x\partial t}=G^*\frac{\partial u}{\partial x}$$

或
$$\tau(x,t)=ikG^*(Ee^{ikx}-Fe^{-ikx})e^{i\omega t}$$

第 m 层顶部和底部剪切应力为

$$\tau_m(x=0)=ik_mG_m^*(E_m-F_m)e^{i\omega t}$$

$$\tau_m(x=h_m)=ik_mG_m^*(E_me^{ik_mh_m}-F_me^{-ik_mh_m})e^{i\omega t}$$

由于位移和剪应力连续性的要求，所有界面上应力和位移必须连续，则

$$E_{m+1}+F_{m+1}=E_me^{ik_mh_m}+F_me^{-ik_mh_m} \tag{6.6.48}$$

$$E_{m+1}-F_{m+1}=\frac{K_mG_m^*}{K_{m+1}G_{m+1}^*}(E_me^{ik_mh_m}-F_me^{-ik_mh_m}) \tag{6.6.49}$$

联立解6.6.48和6.6.49式，得到解入射波和反射波的递推公式

$$E_{m+1}=\frac{1}{2}E_m(1+\alpha_m)e^{ik_mh_m}+\frac{1}{2}F_m(1-\alpha_m)e^{-ik_mh_m} \tag{6.6.50}$$

$$F_{m+1}=\frac{1}{2}E_m(1-\alpha_m)e^{ik_mh_m}+\frac{1}{2}F_m(1+\alpha_m)e^{-ik_mh_m} \tag{6.6.51}$$

其中，α_m 为复阻抗比，它与频率无关

$$\alpha_m=\frac{K_mG_m^*}{K_{m+1}G_{m+1}^*}=\left(\frac{\rho_mG_m^*}{\rho_{m+1}G_{m+1}^*}\right)^{\frac{1}{2}}$$

使用递推公式可从第 m 层的入射波和反射波计算出第 $m+1$ 层的入射波和反射波。下面就可以推出传递函数。

土层表面是自由表面，即剪应力为零。由 $\tau_1=0$，$x_1=0$，得到 $E_1=F_1$。以此为起点利用递推公式得到第 m 层振幅 E_m，F_m 与第一层振幅 E_1 的关系是

$$E_m=e_m(\omega)E_1$$

$$F_m=f_m(\omega)E_1 \tag{6.6.52}$$

$e_m(\omega)$ 和 $f_m(\omega)$ 是第 m 层相对于地表输入的传递函数。第 n 层顶面输入频率为 ω 的简谐波在第 m 层顶面的反应 $A_{n,m}(\omega)$ 为

$$A_{n,m}(\omega)=\frac{u_m}{u_n}=\frac{e_m(\omega)+f_m(\omega)}{e_n(\omega)+f_n(\omega)} \tag{6.6.53}$$

当E_m和F_m确定后，位移u_m就确定了，则剪应变γ_m是

$$\gamma_m=\frac{\partial u_m}{\partial x}=ik[E_me^{i(kx+\omega t)}-F_me^{-i(kx-\omega t)}]=ik[e_m(\omega)e^{i(kx+\omega t)}$$
$$-f_m(\omega)e^{-i(kx-\omega t)}]E_1$$

剪应变的传递函数是

$$\Gamma_{n,m}(\omega)=\frac{ik[e_m(\omega)e^{i(kx+\omega t)}-f_m(\omega)e^{-i(kx-\omega t)}]}{e_n(\omega)+f_n(\omega)} \tag{6.6.54}$$

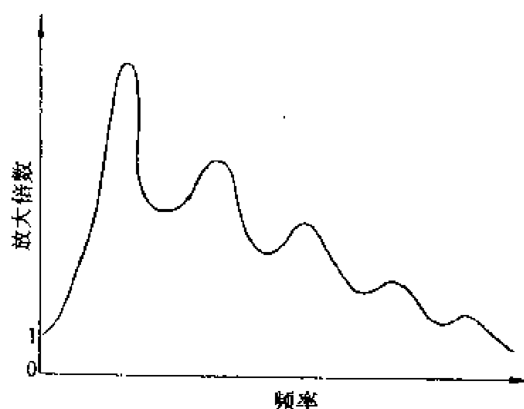


图 6.6.10 传递谱

传递函数是频率 ω 的函数，也称为传递谱。在具体计算时，可以计算若干个频率的传递函数，其它频率的值可用内插公式计算得到。图 6.6.10 是传递谱的例子。

前面已经提到，土的剪切模量和阻尼比是剪应变的函数，也就是说土的性状并非是线性的。然而，在传递函数计算过程中都假定材料是线性的。为考虑材料的非线性，可采取下述步骤。首先，按前述方法计算传递函数和剪应变的时程曲线（$\gamma(t)=\sum_{i=0}^{N}\Gamma_{n,m}(\omega_j)\cdot a_j$，$a_j$ 是输入波富氏谱系数），取其平均值或最大剪应变的折减值（例如 $0.65\gamma_{\max}$）作为等效应变。然后，根据试验确定的剪切模量和阻尼比随剪切应变改变的曲线，内插得到与等效应变相对应的模量和阻尼比值。用新的模量和阻尼比重新计算传递函数及剪应变，这样反复计算直到前后两次计算结果的相对误差小于允许规定值为止。

利用波动理论计算地震反应，可以将输入波在基岩处计算地面及土层界面的波形，也可将输入波设在地表，计算基岩及各土层界面的波形。

6. 层状地基中波的重复反射法

地表记录到的地震波是实际震源处发出地震波经过多次反射折射后得到的。本节所述方法可用于根据地表记录和土层情况计算入射到地震基岩的地震波，也可用于根据基岩入射波计算地表波形。由于震害大多数由 S 波造成，在计算中只考虑 S 波。并假定

(1) S 波垂直入射到地震基岩面上；

(2) 地层是水平层状结构的弹性地基；

(3) 不考虑粘性的能量损失。

整个地基的振动方程是

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2}=V_S^2\frac{\partial^2 U}{\partial Z^2}$$

$$V_S=\sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \tag{6.6.55}$$

它的通解是 $U=Ae^{i(Pt\pm fZ)}$。

其中，t 为时间；Z 为垂直方向坐标；μ 为剪切模量；ρ 为密度；V_S 为 S 波速；圆周率 $P=2\pi/T$；频率 $f=2\pi/L$；T 为周期；L 为波长；A 为常数。

由于地震波是竖直入射的，因此在界面上的反射、折射波类型与入射波类型相同。即

入射波是 $U_0 = A_0 e^{i(Pt - f_2 Z)}$； (6.6.56)

折射波是 $U_1 = A_1 e^{i(Pt - f_1 Z)}$； (6.6.57)

反射波是 $U_2 = A_2 e^{i(Pt + f_2 Z)}$。 (6.6.58)

式中，A_0 由初始条件确定；A_1, A_2 根据第一、二层的边界条件定；$f_1 = 2\pi / L_1$；$f_2 = 2\pi / L_2$。令 $V_1 = \sqrt{\dfrac{\mu_1}{\rho_1}}$；$V_2 = \sqrt{\dfrac{\mu_2}{\rho_2}}$；下标 1 表示透射介质；下标 2 表示入射（反射）介质。图 6.6.11 表示两层界面情况，界面的上边界条件是

$$U_1 \triangleq U_0 + U_2, \quad \mu_1 \frac{\partial U_1}{\partial Z} = \mu_2 \frac{\partial (U_0 + U_2)}{\partial Z} \tag{6.6.59}$$

将U_0，U_1，U_2的表达式代入上式，有

$$\frac{A_2}{A_0} = \frac{1 - \dfrac{\rho_1 V_1}{\rho_2 V_2}}{1 + \dfrac{\rho_1 V_1}{\rho_2 V_2}} \qquad \text{（反射系数）} \tag{6.6.60}$$

$$\frac{A_1}{A_0} = \frac{2}{1 + \dfrac{\rho_1 V_1}{\rho_2 V_2}} \qquad \text{（透射系数）} \tag{6.6.61}$$

如图 6.6.12 所示，现有多层地基自地表往下为第 1,2,3,…,N 层，V_k，ρ_k，H_k 分别表示第 k 层 S 波波速、介质密度及层度。U_0 为给定地表面波形，F_I 为地震基岩入射波。利用式 6.6.60 和 6.6.61 可计算出每层的反射系数和透射系数。A_k，B_k，C_k，D_k 的意义在图 6.6.12 中表示。

在时刻 T，第 k 层下界面向上传播的波假设为 $F_k(T)$，上界面向下传播的波为 $G_k(T)$，地表是自由表面，波在自由表面全反射，即入射波与反射波振幅相同。用 $F_S(T)$表示时刻 T 向地表入射波，则

$$G_1(T) = F_S(T) = \frac{1}{2} U_0(T) \tag{6.6.62}$$

根据F_k的定义有

$$F_S(T) = F_1(T - \frac{H_1}{V_1})$$

如果给定地表记录为$U_0(T)$，通过下述步骤可计算基岩波$F_I(T)$。

$$\left.\begin{aligned} & F_1(T) - \frac{1}{2} U_0(T - \frac{H_1}{V_1}) \\ & G_1(T) = \frac{1}{2} U_0(T) \end{aligned}\right\} \tag{6.6.63}$$

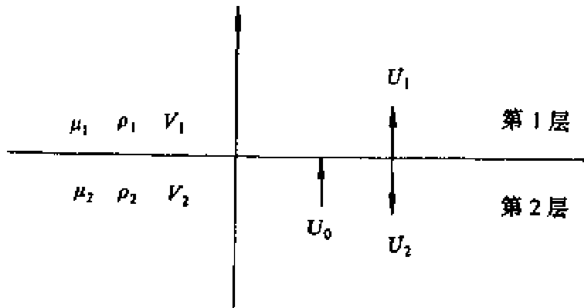


图 6.6.11 两层界面示意图

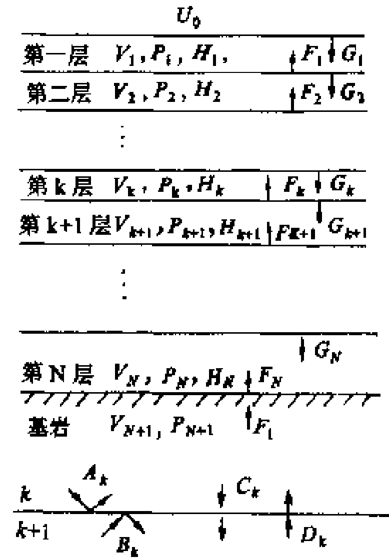


图 6.6.12 多层土地震重复反射法模型

对第 k 层界面与 $k-1$ 和 $k+1$ 层之间的关系是

$$\left.\begin{aligned} F_k(T) &= A_k \cdot G_k\left(T-\frac{H_k}{V_k}\right) - D_k \cdot F_{k+1}\left(T-\frac{H_{k+1}}{V_{k+1}}\right) \\ G_k(T) &= C_{k-1} \cdot G_{k-1}\left(T-\frac{H_{k-1}}{V_{k-1}}\right) - B_{k-1} \cdot F_k\left(T-\frac{H_k}{V_k}\right) \end{aligned}\right\} \tag{6.6.64}$$

为使等式右边只出现小于k的下标，将式6.6.64改写为

$$\left.\begin{aligned} F_k(T) &= \frac{1}{D_{k-1}}\left\{F_{k-1}\left(T+\frac{H_k}{V_k}\right) - A_{k-1} \cdot G_{k-1}\left(T-\frac{H_{k-1}}{V_{k-1}}+\frac{H_k}{V_k}\right)\right\} \\ G_k(T) &= B_{k-1} \cdot F_k\left(T-\frac{H_k}{V_k}\right) + C_{k-1} \cdot G_{k-1}\left(T-\frac{H_{k-1}}{V_{k-1}}\right) \end{aligned}\right\} \tag{6.6.65}$$

考虑在界面上的总波形，第k层下界面为$U_{kL}(T)$，上界面为$U_{kU}(T)$，它们是

$$U_{kL}(T) = F_k(T) + G_k\left(T-\frac{H_k}{V_k}\right)$$

$$U_{kU}(T) = F_k\left(T-\frac{H_k}{V_k}\right) + G_k(T) \tag{6.6.66}$$

而

$$F_I(T) = \frac{1}{D_N}\left\{F_N(T) - A_N \cdot G_N\left(T-\frac{H_N}{V_N}\right)\right\} \tag{6.6.67}$$

综上所述，给定 U_0，可从第一层开始依次计算 $F_k(T)$, $G_k(T)$及界面上的 $U_{kL}(T)$, $U_{kU}(T)$，最终得到基岩入射波 $F_I(T)$。

现在考虑已知 F_I 求 U_0 的情况，这可用相同方法从下向上计算:

$$F_N(T)=A_N\cdot G_N(T-\frac{H_N}{V_N})+D_N\cdot F_1(T)$$

$$G_N(T)=C_{N-1}\cdot G_{N-1}(T-\frac{H_{N-1}}{V_{N-1}})+B_{N-1}\cdot F_N(T-\frac{H_N}{V_N})$$

$$F_k(T)=A_k\cdot G_k(T-\frac{H_k}{V_k})+D_k\cdot F_{k+1}(T-\frac{H_{k+1}}{V_{k+1}}) \tag{6.6.68}$$

$$G_k(T)=C_{k-1}\cdot G_{k-1}(T-\frac{H_{k-1}}{V_{k-1}})+B_{k-1}\cdot F_k(T-\frac{H_k}{V_k})$$

$$F_1(T)=A_1\cdot G_1(T-\frac{H_1}{V_1})+D_1\cdot F_2(T-\frac{H_2}{V_2})$$

$$G_1(T)=F_1(T-\frac{H_1}{V_1})$$

利用计算机可以对上述算法编制程序。计算过程中要注意：① 当 $T\leqslant 0$ 时，$F(T)=G(T)=0$；② 为计算 $T-H_k/V_k$ 时的波形需要插值，先找到离 $T-H_k/V_k$ 最近的时刻 T_1 和 T_2，利用$f(T_1)$和$f(T_2)$值以及 $t=T-H_k/V_k$，可算出$f(t)$，f 泛指函数，可以是 F_k,G_k；③ 式 6.6.68 不能逐层在持续时间内求解，因为计算 F_k 不仅需要 F_{k+1}，还需 G_k，为计算 G_k 不仅需要 F_k 还需 G_{k-1}。然而计算可以这样进行：当 $t<\frac{H_N}{V_N}$ 时，$G_N(T-\frac{H_N}{V_N})=0$，$F_N(T)=D_N F_I(T)$，波在第 N 层传播；当$\frac{H_N}{V_N}\leqslant t<\frac{H_N}{V_N}+\frac{H_{N-1}}{V_{N-1}}$ 时，波进入第 $N-1$ 层，$G_{N-1}(T-\frac{H_{N-1}}{V_{N-1}})=0$，但 F_N,G_N,F_{N-1} 均不为零；依次下去直到第一层表面。这时 $t=\frac{H_N}{V_N}+\cdots+\frac{H_1}{V_1}$，以后的计算完全按式 6.6.68 计算。

7. 非线性问题

前面谈到的地震反应分析方法基于对材料特性的线性假设。但事实上，土在循环荷载作用下具有非线性性质和滞回特性，用线性材料求解时会带来较大误差。非线性分析方法很多，本节介绍怎样利用 Iwan 流变模型计算场地地震反应。

Iwan 流变模型将土的应力-应变本构关系表示为一系列弹塑性元件的串联或并联，每个弹塑性元件由一个弹簧和一个库伦摩擦器组成。在应力达到某个屈服强度前摩擦器是锁住的，当屈服时应力等于屈服应力。用 Y_i 代表第 i 个单元的屈服应力，G_i 代表弹簧常数。如果能适当选择 G_i 和 Y_i 可使 Iwan 模型较好地模拟土层特性。

(1)并联 Iwan 模型的本构关系

图 6.6.13(a)表示 Iwan 并联模型，弹塑性元件由弹簧与摩擦器串联而成，而所有弹塑性元件是并联成的。在受载过程中，所有元件的应变相等，而应力则因 G_i，Y_i 的不同而

不同。

假定一个模型并联有 N 个弹塑性元件，它们按屈服应变 γ_i^y 大小顺序排列 $\gamma_1^y < \gamma_2^y$ $< \cdots < \gamma_N^y$。初始状态是零应力状态，施加应变增量 $\Delta\gamma$ 时，如果没有元件屈服，总应力增量为

$$\Delta\tau = \Delta\gamma \sum_{j=1}^{N} G_j$$

如果模型在受到应变γ时，有l个元件屈服，应力应变关系为

$$\tau = \sum_{j=1}^{l} \gamma_j^y G_j + \gamma \sum_{j=l+1}^{N} G_j \tag{6.6.69}$$

这是初始加载的本构关系。卸载和重新加载的应力应变关系为

$$\tau = \sum_{j=1}^{l} (-\gamma_j^y G_j) + \sum_{j=l+1}^{m} (\gamma_j^y + \gamma - \gamma_c) G_j + \gamma \sum_{j=m+1}^{N} G_j$$

式中，γ_c 为拐弯点的应变；m 为拐弯点屈服元件号码。卸载时屈服应变 γ_j^y 用正号；重新加载或负的初始加载用负号。

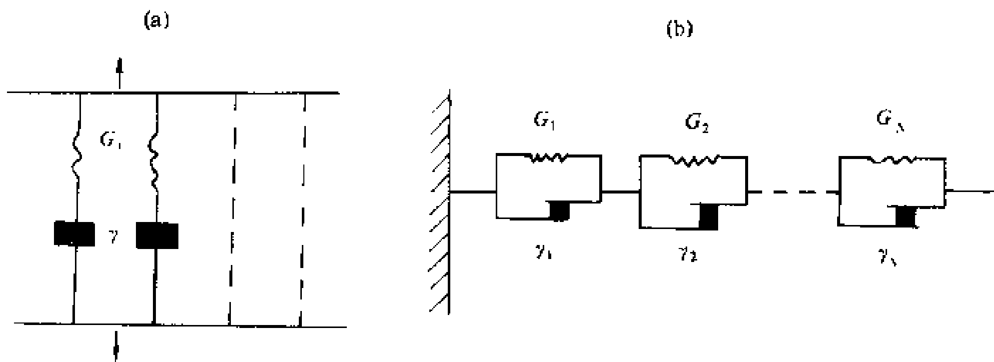


图 6.6.13　Iwan 模型示意图

(a)并联 Iwan 模型；(b)串联 Iwan 模型

现在的问题是如何得到 Iwan 模型中的参数。这个问题的解决需要将初始加载的本构关系与实验室土体的初始加载过程相结合。图 6.6.14 是典型的实验室土体加载得到的应力应变关系。

如果对单位土体施加的应变为使第l个元件的屈服应变γ_j^y，则从式6.6.69有

$$\tau = \sum_{j=1}^{l-1} \gamma_j^y G_j + \gamma_l^y \sum_{j=l}^{N} G_j \tag{6.6.70}$$

而实验室可测得应变为γ_l^y时的应力为

$$\tau_s = G_0 \gamma_l^y \tag{6.6.71}$$

令上述两式相等，有

$$\tau_s = G_0 \gamma_l^y = \sum_{j=1}^{l-1} \gamma_j^y G_j + \gamma_l^y \sum_{j=l}^{N} G_j$$

所以

$$G_0 = \frac{1}{\gamma_l^y} \sum_{j=1}^{l-1} \gamma_j^y G_j + \sum_{j=l}^{N} G_j \tag{6.6.72}$$

式中，G_0 是土的正割模量。在实测时令 γ_l^y 的分布在感兴趣范围内变化，并且是比较均匀地变化。测 N 次，得到 N 个数据，有 N 个方程，解 N 个方程组得到 G_j 及屈服应力 $Y_j = \gamma_j^y G_j$。

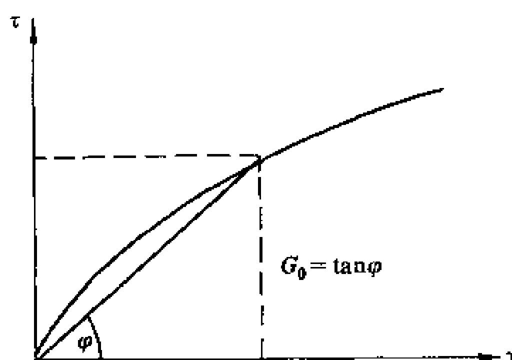


图 6.6.14　实验室对土加载得到的应力-应变曲线

(2)串联 Iwan 模型的本构关系

图 6.6.13(b)是串联 Iwan 模型示意图。受荷时每个单元受力相同，但是应变不同。加载时的应力应变关系为

$$\tau = (\gamma + \sum_{j=1}^{l} \frac{Y_j}{G_j})(\sum_{j=1}^{l} \frac{1}{G_j})^{-1} \tag{6.6.73}$$

卸载和重新加载情形为

$$\tau = (\gamma + \sum_{j=1}^{l} \frac{-Y_j}{G_j} - \sum_{j=l+1}^{m} \frac{\tau_c - Y_j}{G_j})(\sum_{j=1}^{l} \frac{1}{G_j})^{-1} \tag{6.6.74}$$

式中，Y_j 是第 j 个元件的屈服力，在负的初始加载或重新加载时采用负号；τ_c 为拐弯应力。模型参数的确定可利用式 6.6.74 与初始加载曲线，按照并联 Iwan 模型的方法得到。

(3) 边界条件

假定土层位于弹性介质上面，入射波是垂直向上入射到土层的。在土层基底的边界条件按照质点速度表示。入射波质点位移是深度 x 和时间 t 的函数，即 $U_I = U_I(x + V_S t)$，反射波是 $U_R = U_R(x - V_S t)$。

边界上剪切应力是

$$\tau_B = \mu_E\left(\frac{\partial U_I}{\partial x} + \frac{\partial U_R}{\partial x}\right), \tag{6.6.75}$$

其中，μ_E是弹性介质的刚度。

令V_I是入射波质点速度，V_R是反射波质点速度，则

$$\frac{\partial U_I}{\partial x} = \frac{1}{V_S} V_I$$

$$\frac{\partial U_R}{\partial x} = \frac{1}{V_S} V_R$$

边界上质点速度 $V_B = V_I + V_R$

应力 $\tau_B = \mu_E / V_S(2V_I - V_B)$ (6.6.76)

等价于 $\tau_B = \rho_E V_S(2V_I - V_B)$

(4) 运动方程求解

知道了土层非线性本构关系和土层基底的边界条件，可以对运动方程逐步积分得到表面的运动。

首先将土层质量集中在每层的顶面上，系统状态用每层顶部质点速度 V_i 和剪切应力 τ_i 表征。每层厚度为 h_i，i 从上往下排。

积分步骤如下：

①已知t时刻每层边界上质点速度V_i，已知$t-\frac{\Delta t}{2}$时剪切应力τ_i，Δt是时间增量。

②在$t+\frac{\Delta t}{2}$时剪应变增量为

$$\Delta e_i = (V_{i+1} - V_i)\Delta t / h_i \tag{6.6.77}$$

③利用前述本构关系 6.6.69、6.6.70、6.6.73、6.6.74，计算 $t+\frac{\Delta t}{2}$ 处的剪应力。按屈服条件判断有无新的元件产生屈服。如果有，则改变屈服元件的号码，用式 6.6.69、6.6.70、6.6.73、6.6.74 重新计算，直到没有新的屈服元件产生为止。

④ 基于牛顿定律，用上、下两层应力在 $t+\frac{\Delta t}{2}$ 时的值调整质点在 $t+\Delta t$ 时的质点速度：

$$V_{i+1}(t+\Delta t) = V_{i+1}(t)[\tau_{i+1}(t+\frac{\Delta t}{2}) - \tau_i(t+\frac{\Delta t}{2})]\Delta t / m_{i+1} \tag{6.6.78}$$

式中，m_{i+1}是第$i+1$点的质量。

上面四个步骤的重复使用可得到各时刻各质点的运动。

至于边界，即表面和土层基底要按边界条件处理。表面是自由面，$\tau_0(t+\Delta t)$为零，有

$$V_1(t+\Delta t) = V_1(t) + \tau_1 \Delta t / m_1 \tag{6.6.79}$$

如果系统有N层，基底是第$N+1$层，有

$$V_{N+1}(t+\Delta t)=V_{N+1}(t)+A_{N+1}(t+\frac{\Delta t}{2})\Delta t \tag{6.6.80}$$

式中，A_{N+1}是边界上加速度。根据牛顿第二定律，

$$A_{N+1}(t+\frac{\Delta t}{2})=[\tau_B(t+\frac{\Delta t}{2})-\tau_N(t+\frac{\Delta t}{2})]/m_{N+1} \tag{6.6.81}$$

由式6.6.76

$$\tau_B(t+\frac{\Delta t}{2})\approx\rho_E V_S[2V_I(t+\Delta t)-V_{N+1}(t+\Delta t)], \tag{6.6.82}$$

将式6.6.82代入式6.6.81、6.6.80，解出

$$V_{N+1}(t+\Delta t)=[1.0-1.0/(\rho_E V_S\Delta t/m_{N+1}+1.0]\cdot\ \{2V_I(t+\Delta t)$$
$$-[\tau_N(t+\frac{\Delta t}{2})-V_{N+1}(t)/(\Delta t/m_{N+1})]/(\rho_e V_S)\} \tag{6.6.83}$$

V_I为输入质点振动速度。

至此，可利用Iwan流变模型计算场地地震反应。

6.6.3 根据地震反应分析结果确定场地标准反应谱

根据场地土分类而确定的标准谱是以世界范围强震记录结果而得到，但由于场地条件的复杂性，所能提供的仅是几种特殊情况。现有的标准谱仅反应土质条件和地震远近粗分情况。事实上，地震反应的影响因素是多种多样的，既包括场地土类别，也包括埋藏地形特点和震源、传播路径特点。同时，不同工程尚且有其特殊要求。随着强震观测资料积累和研究的深入，反映场地环境及其与来自震源地震波相互作用的个性特征的地震动，必然会不断提出，几个标准谱显然是无法表达这些复杂特征的。而地震反应分析正是适应了这一形势的发展，它综合了震源、传播路径和场地条件等信息，是建立在震害经验和理论研究基础上的场地地震动预测的模拟。但是，对于一个具体工程场地或城市，根据每个计算点来预测其他地震动，固然在理论和实践上能做到，但对使用来说，也是很不方便的。作为一个规划基础的场地震区划，除了考虑不同场地条件下可能出现的地震动危险性，还要考虑到社会经济的承受能力和可接受性，最终方能作为抗震设防的基础。为了达到这一点，我们在前面业已强调，在场地地震工程地质单元划分基础上进行地震反应分析。当然，为了有其代表性，每个地质单元可能有一组计算输出、也可能存在不同地震反应方法的输出。有时不同试验性输入导致许多组输出。因此，一个地质单元可能会出现几十组资料输出。另外，作为场地地震区划来说，场地地震工程地质单元划分是一个解析过程。因此，需要尽可能寻找其差别，并把其划分出来，以估计可能出现的地震特点。但对众多的解析结果落实到区划上，又要考虑综合问题。特别是要进行与目前我国社会、经济效益及当前地震动研究水平相适应的综合。一般来说，场地地质单元地震反应分析输出总数N_t为

$$N_t=N_i\cdot N_u\cdot N_m\cdot N_n$$

式中，N_i表示可能输入情况数；N_u为场地相同地质单元数；N_m为可能采用地震反应数理模型数；N_n为每个单元计算点数，考虑到地震反应的复杂性，很多输出可能有其一致

性，但也不尽然。在这种情况下，就很有必要寻求有代表性的平均标准谱，这种反应谱也许更能代表场地地质条件。因此，更适合作为场地地震反应的基础。

1. 场地地震反应特征参数——场地地震反应转换系数 $H(T)$

场地地震反应转换系数 $H(T)$ 反映了场地地震反映的转换特征。它是指地质体对输入地震动的改造和放大，用输出地震反应对输入反应的比值来定义，是频率 f 或周期 T 的函数。

$$H(T)=\frac{\text{输出地震反应谱}}{\text{输入地震反应谱}}$$

这一系数反映了地质体对输入波不同频率成分的滤波效应。某一频率成分的 $H(T)$ 值反应了该地质体对该频率地震动的敏感性，是地质体动力特性的综合反应。根据一些地区场地地震反应分析发现，$H(T)$ 是一个反映场地地震反应特征的一个比较好的参数，其特点是：

(1)对于同一个地质体，尽管输入地震波频率成分和幅值有很大差别，但其 $H(T)_{max}$ 即最大转换值所在周期是相对稳定的。其数值大小，除在个别情况下，其变化不大于一倍。

(2)不同地质体显示有不同的地震动转换特征，相同地质体有相近的转换特征。就 $H(T)_{max}$ 而言，由于风化基岩和洪积扇地层的密度大，波速高，因此，最大转换系数多出现在较短周期范围内，例如 0.1—0.15s。而一些较厚的海积层，最大转换系数出现在较低的周期范围，如 0.2—0.3s。

场地地震反应转换系数 $H(T)$ 在确定场地反应谱时，主要作用有三：其一，是作为场地合并、归类基础条件之一，即有相同或近场地地震反应谱转换系数 $H(T)$ 的地质单元，原则上可以合并和归为一类地区。其二，作为调整场地设计谱平台拐点的基础，即以 $H(T)$ 最大值以后某一位置可作为设计谱平台拐点周期。其三，作为场地地震工程地质单元动力学特征参数之一，并作为场地综合划分指标之一，并列入有关划分表中。$H(T)$ 最大值往往对应场地卓越周期。

2. 输出反应谱分组与归类

前已论述，一个具体场地地震反应输出需要在一定条件下归并、分类，以寻求反映场地地质单元地震反应特征并能提供设计应用的标准反应谱。具体合并归类的依据是：

(1) 地质体地震反应转换系数：原则上具有相同地震反应转换系数地质体的地震反应曲线，可以合并为一类。

(2) 地震反应曲线形状特征：明显有相同地震反应曲线地质体的地震反应者（包括幅值及其随频率变化）可以合并为一类。

(3) 地震工程地质单元：相同或相近的，特别是成因和状态特征（岩性、厚度、物理力学性质、地下水条件等）相同的地质单元，可以合并为一类。

(4) 岩石地震动特征：震级大小、震源距离远近等，相同者可考虑并为一类。

3. 确定平均反应谱

(1) 标准量板法：标准量板法可分为三步：

第一步是将每组地震反应，以算术平均求出平均反应谱；

第二步是绘制标准量板，根据平均谱形式，可以用下式制定标准曲线量板。图 6.6.15 为在给定 β_{max} 和 T_2 条件下变化 a 值所得到一组标准曲线，这里系数 a 的间隔为 0.05，图中共标出 16 根线，其值为 0.70、0.75、0.80、0.85、0.90、0.95、1.00、1.05、1.10、1.15、1.20、1.25、1.30、1.35、1.40、1.45；

$$\beta=\begin{cases}\beta_{max} & T<T_2\\ \beta_{max}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^a & T\geqslant T_2\end{cases}\tag{6.6.84}$$

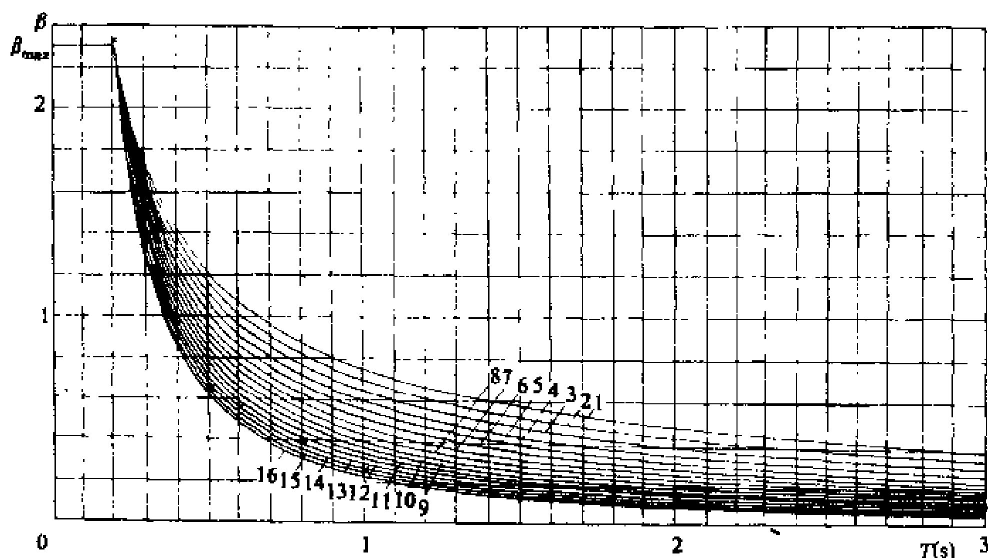


图 6.6.15 标准反应谱量板

1—16 编号表示系数 a 值，其值分别为

0.70、0.75、0.80、0.85、0.90、0.95、1.00、1.05、

1.10、1.15、1.20、1.25、1.30、1.35、1.40、1.45；

×和·表示实际资料点

第三步，用实际反应曲线或资料点和标准量板比较，找出最相近的曲线，作为代表实际的地震反应曲线。

(2) 最小二乘法拟合法：图 6.6.16 为某场地不同地质单元地震反应曲线，从曲线基本形状看，可以近似地由图中实线来表示，对于图中实线，理想化的图形和数学表达式可以由下式来表达：

$$\beta=\begin{cases}\beta_{max}\left(\dfrac{T_1}{T}\right)^c & T<T_1\\ \beta_{max} & T_1\leqslant T\leqslant T_2\\ \beta_{max}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^d & T>T_2\end{cases}\tag{6.6.85}$$

根据式 6.6.85，在对数坐标上作直线拟合，具体方法如下：

①将式 6.6.85 取对数形式，得：

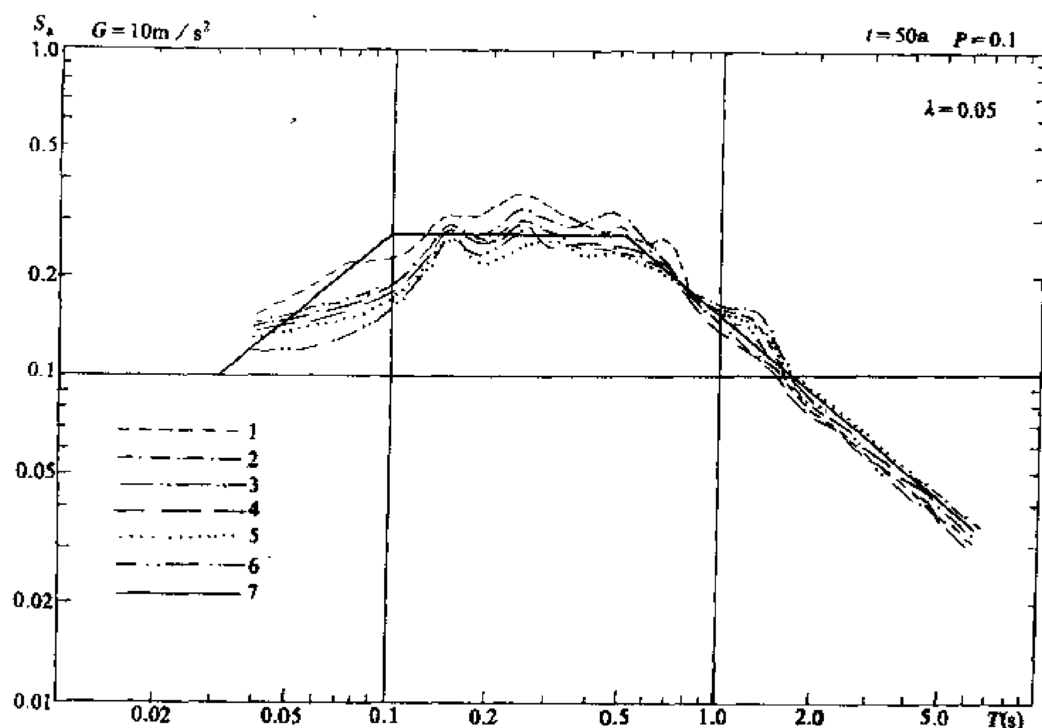


图 6.6.16　某场地平均反应谱

图中图例表示的数字为场地分区号

$$\lg\beta=\begin{cases}\lg\beta_{max}+c\lg(\dfrac{T_1}{T}) & T<T_1\\ \lg\beta_{max} & T_1\leqslant T\leqslant T_2\\ \lg\beta_{max}+d\lg(\dfrac{T_2}{T}) & T>T_2\end{cases}$$

②令 $Y=\lg\beta$；$b=\lg\beta_{max}$；$x=\lg(\dfrac{T_1}{T})$；$z=\lg(\dfrac{T_2}{T})$。则上式可以写成简单形式：

$$Y=\begin{cases}b+cx & T<T_1\\ b & T_1\leqslant T\leqslant T_2\\ b+dz & T>T_2\end{cases}$$

③根据实际地震反应数据（Y 和 x）应用最小二乘法求出系数 c 和 d，β_{max}，T_1 和 T_2。在实际应用中，为了简化，当 $T<T_1$ 时，亦可采用$(0.45+0.55T_1)$的给定形式，则式 6.6.85 亦可写成：

$$\beta=\begin{cases}\beta_{max}(0.45+0.55T_1) & T<T_1\\ \beta_{max} & T_1\leqslant T\leqslant T_2\\ \beta_{max}(\frac{T_2}{T})^d & T>T_2\end{cases}$$

6.6.4 对地震反应分析结果几点启示

(1) 常用的地震反应分析方法对同一地质体进行地震反应分析所得结果具相对一致性。图 6.6.17 是用三种方法计算得到同一地质体地表地震反应结果，从谱形状的基本特征来看，虽然在幅值有所差异，但基本形状变化是一致。因此，在实际应用中，前述几种方法对于简单土层或无特殊要求条件下是能满足场地地震反应分析要求的。

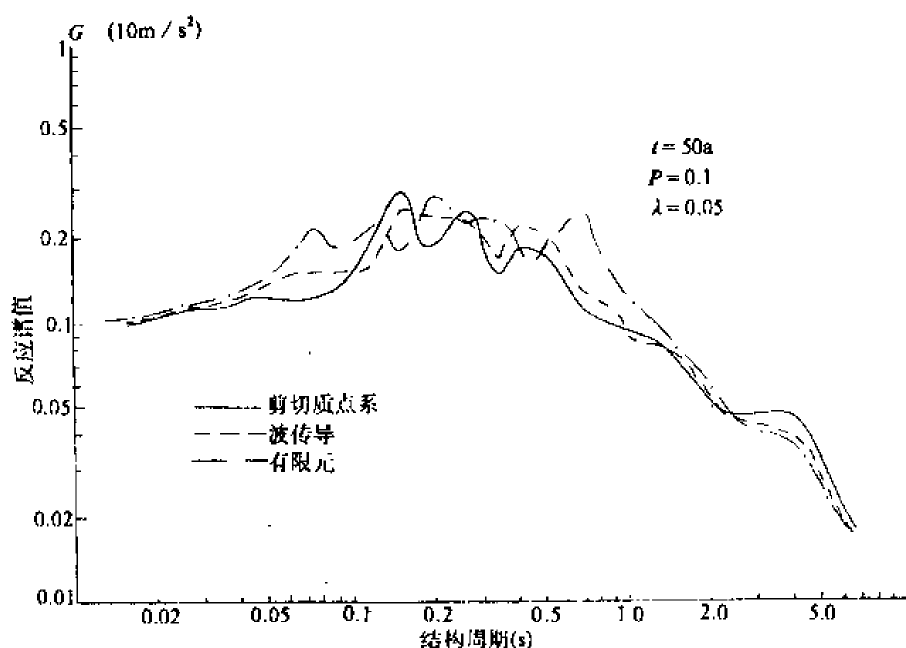


图 6.6.17 场地地震反映结果对比图

(2) 近地表松软土层的存在，往往导致了大应变的出现（图 6.6.18），从而使地表地震动在幅值上有所下降。它一方面反映了松软土层的减震作用；另一方面，对松软土层的非线性考虑是必须的。在一般情况下，等效线性法可以满足场地区划研究需要。

(3) 场地地震效应主要取决于输入地震动和分析计算剖面组合刚度特性及阻抗特性，剖面组合刚度特性由计算土层厚度、土层波速和密度及其随深度变化所制约，特别是其对地震动频率特性影响尤为突出。土层阻抗特性主要是上下两层之间阻抗比 $(\rho_u\cdot v_u/\rho_d v_d)$ 其主要影响土层的共振效应。

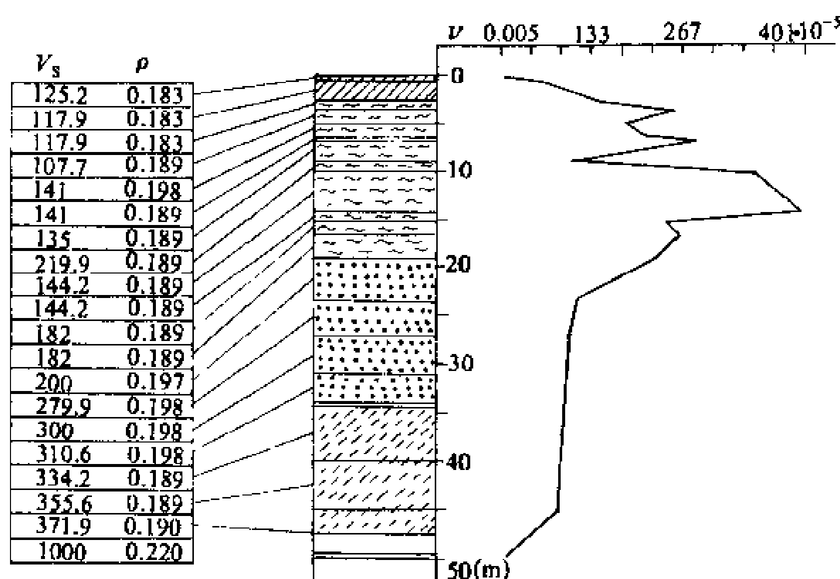


图 6.6.18 某场地地动应变随土层深度变化图

6.7 场地类别

6.7.1 场地类别考虑的基础

为了考虑抗震设计中场地条件影响，往往对场地进行分类，并以此为基础提供相应的设计地震参数和采取相应抗震构造措施。从抗震设计角度，进行场地划分有必要同时考虑两个基本条件，一是，所分场地反映出地震震害特点和地震动差别；二是，所考虑的场地划分指标有其相对代表性和实践操作性。前者是场地划分的基础，大量的震害和理论研究，反映了地震和地质环境差别，必然导致了震害和地震动的差异。后者往往以规范性角度的共性为基础，提出在实际中便于实践操作的有限指标因素。同时亦要和当前科学发展和人们掌握的知识相关。因此各国在抗震设计中，所用指标及场地类别分种类亦是不甚相同的。据周锡元等（1990）研究的基本情况如下：

（1）场地类别指标有：土质岩性、覆盖层厚度、标贯击数、地下水位、快剪强度、无侧限抗震强度、卓越周期、相对密度、干容重、反应谱峰点周期，纵波速度、横波速度、冻土特性、承载力等。所用指标差异甚大。

（2）用单指标进行场地划分占 38.7%，双指标评定占 32.2%，其余为多指标。

（3）大多数场地划分都采用土质岩性作为评定指标，占 32.2%。

（4）覆盖层厚度和剪切波速作为划分指标在近年有所增多。

（5）场地等级以 3 类（占 51.6%）和 4 类（占 25.8%）为主。

6.7.2 GBJ11-89 场地类别划分

根据宏观震害和土层地震反应、层状土固有周期和场地土剪切波速范围等研究，

GBJ11-89 规范中场地划分包括两部分：场地土类型和场地类别。场地土类型按土层剪切波速进行划分。对于丙类和丁类建筑物，当无实测剪切波速度资料时，可按岩土地质特征进行划分（见表 6.3.6）。根据场地土类型和覆盖层厚度，进一步完成场地类别的划分。这里覆盖层厚度系指 S 波速大于 500m／s 坚硬土以上覆盖厚度。具体划分见表 6.7.1。

表 6.7.1　建筑场地类别划分

场地土类型	场地覆盖层厚度 d_{or}(m)				
	0	$0<d_{or}<3$	$3<d_{or}<9$	$9<d_{or}<80$	$d_{or}>80$
坚硬场地土	Ⅰ				
中硬场地土		Ⅰ		Ⅱ	
中软场地土		Ⅰ	Ⅱ		Ⅲ
软弱场地土		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅵ

6.7.3　远源场地和近源场地

考虑到震级大小和地震距场地远近对地震动反应谱的影响，在相同烈度条件下，或在相同场地条件下，可能会出现不同的地震作用。因此，对一个具体场地，根据周围震源特点（强度和距离）来确定场地可能的地震动特点和相应的场地设计标准谱。这里分为远源和近源两种情况①。前者谱相对于后者谱有在更宽的频带范围内较大的反应放大系数 β。

如何划分远源场地和近源场地，似乎没有一个严格定义，但可从两方面来考虑：

第一，根据场地影响烈度和震中烈度关系来定。一般场地影响烈度小于震中烈度 2 度及 2 度以上的场地可称其为远源场地，场地影响烈度小于震中烈度 1 度以下的地区可归为近源场地，可用下式来表示：

远源场地　$\Delta I=(I_0-I)\geq 2$ 度；

近源场地　$\Delta I=(I_0-I)<2$ 度。

式中，I 为场地的影响烈度（或基本烈度）；I_0 为地震震中烈度，主要指场地周围地震危险区或潜在震源发生地震时震中烈度。

第二，根据震级、烈度、距离关系以及强震记录特点，对大于或等于 $6\frac{3}{4}$ 震源，震源距为 20—25km 以外的场地可列为远源。其内为近源。

构筑物抗震设计规范编制组（1989）② 曾建议以平均剪切模量 G(kPa)和覆盖层厚度 H（m）为基础，用场地指数 μ 为指标进行场地类别划人。场地指数 μ 定义为

$$\mu=a_1\mu_G+a_1\mu_H$$

式中，μ_G——平均剪切模量对场地指数贡献，由下式计算

①这里不用近震和远震术语，以免和具固定含义的地震学术语“近震”和“远震”相混。

②国标《构筑物抗震设计规范》第——第四章（送审稿）。

$$\begin{cases} \mu_G = 1 - e^{-0.66(G-30000)10^{-5}} \\ \mu_G \quad (当G \leqslant 30000\text{kPa}时) \end{cases}$$

μ_H——覆盖上层厚度对场地指数贡献，由下式计算

$$\mu_H = e^{-0.516(H-5)^2 10^{-2}}$$

$\mu_H = 0$　　　当$H > 80\text{m}$时

$\mu_H = 1$　　　当$H \leqslant 5\text{m}$时

$\mu_H = \mu_G = 1$　当$G > 10^2\text{kPa}$或$H \leqslant 3\text{m}$时

a_1——场地上层刚度对地震效应贡献的比例，建议取值$a_2 = 0.6$；a_2——场地土层厚度对地震效应贡献的比例，建议取值$a_2 = 0.4$。场地具体划分如表6.7.2。

6.7.2　场地名称与场地指数关系

场地名称	硬 场 地	中硬场地	中软场地	软 场 地
μ	$1>\mu>0.9$	$0.9>\mu>0.3$	$0.3>\mu>0.1$	$0.1>\mu>0$

6.8　场地抗震地段

场地对震害的影响是复杂的，一部分业已认识，则可定量地列入抗震范畴，但还有许多因素如局部地形、地质构造、地基性质等对震害影响也是显而易见的，但其所表现的方式又是各种各样的。从目前财力、物力及技术条件上及工程对社会影响考虑，个别因素对某磁工程影响可能是致命的。在这种情况下，选择合适的场地和采取必要的抗震措施就显得特别重要。如何选择建筑场地或规划抗震设防场地。这就需要对场地环境从对抗震影响进行地段划分，并对相应的结构类型、层次和所必须采取抗震措施等进行综合评价。宜选择有利的地段，避开不利地段，当无法避开时应采取适当的抗震措施，不应在危险地段建造甲、乙、丙类建筑（GBJ11-89，1989）。表6.8.1列出具体场地划分所考虑的基本因素。

表6.8.1　各类地段的划分

地段类别	地　质、地　形、地　貌
有利地段	坚硬土或开阔平坦密实均匀的中硬土等
不利地段	软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，非岩质的陡坡，河岸和边坡边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（如故河道、断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷及半填半挖地基）等
危险地段	地震时可能发生滑波、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错的部位

6.9　场地抗震设防的地震动参数

6.9.1　地震作用

抗震设计时，结构所承受的地震力是由地震动引起的，它是一个动态作用过程，所以

不称其为“荷载”，而视其为“地震作用”（GBJ11-89,1989）。场地抗震设防的地震动参数是抗震设计时确定地震作用的基础，场地地震反应分析研究最终目标亦是确定出抗震设防的地震动参数，即地震作用。抗震设防地震动参数包括峰值加速度、反应谱和对应的时程。由于历史原因，目前抗震设防的依据采用双轨制——设防烈度和地震动设计参数，也就是说，抗震设计的地震作用可以从两个途径来确定，一是先确定场地设防烈度，而后根据有关规定或规范，通过场地土类别特点和结构抗震设计需要确定出相应的设计参数；二是直接根据区域工程地震环境特征和场地工程地震环境特征，应用定量或经验方法直接确定出场地设防地震动参数。场地地震反应分析研究为第二种方法一个重要组成部分。从区划角度，由于场地条件差异，在抗震设防上应有所差别，则可进一步进行场地设防区划。抗震设计所需的地震动参数则是设防区划的主要研究内容和划分指标。即对所划出的每个设防区应给出相应的设防地震动参数。从习惯上讲，它也是地震小区划的一种，即以设防为主要目标的场地小区划。

地震作用对不同类型工程，在不同设计思想及计算方法条件下的处理是不相同的（图 6.9.1）。所包含的建筑设计计算方法反映了建筑抗震设计规范对地震作用的要求和其与抗震验算的关系。图 6.9.1 通过公式定量验算体现小震不坏(结构处于弹性状态)、大震不倒(薄弱层弹塑性层间变形抗倒塌验算)的基本抗震设计原则，初步形成一个考虑地震超越概率，按结构的规则和复杂性分别采用不同分析方法和不同的抗震验算要求的新抗震设计体系。

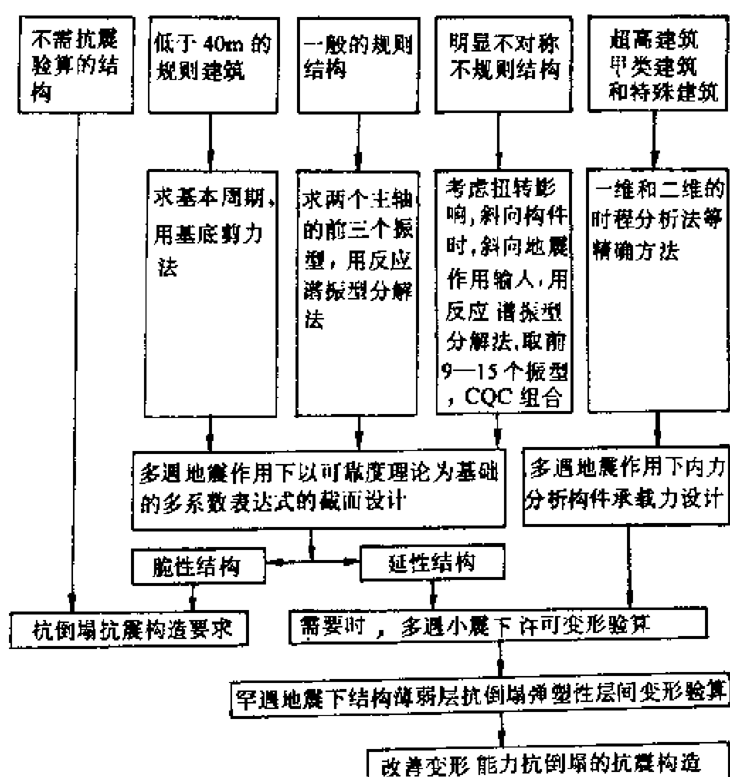


图 6.9.1　建筑结构设计计算方法程序图

（据建设部抗震办公室，1990）

6.9.2 场地设防地震动参数

1. 多遇小震和罕遇大震

从地震活动基本特点考虑，对任何一个地区，总是小震频度高，大震频度低。因此，在人类工程活动中，遇到小震机会远大于遇到大地震机会，从概率意义上讲，人们遇到或遭到小震的概率高，而遇到或遭受到大地震袭击的概率相对小。从结构抗震设防来说，完全抗御低概率的大震不致有损坏，也许从技术不是不能做到，但所付的代价是相当高的，也许是超出现有财力和物力所限的。因此，为了做到既安全又显示其经济效益，结构采用二级设计，这就是对多遇小震和罕遇大震对不同结构采取不相同抗震设计。

建筑抗震设计规范(GBJ11-89)，根据我国地震发生概率统计分析，在 50a 基准期间，相当于基本烈度为中震，其超越概率为 10%—13%。众值烈度称为多遇小震烈度，超越概率为 63.2%，大震烈度为罕遇概率事件，超越概率为 2%—3%。众值烈度比基本烈度平均降低 1.55 度，这个降低对地震作用的折减是 $\xi=0.35$，相当于《78 规范》各结构影响系数 C 的平均值。从地震动角度，上述三个概率水准大致对应三个地震动，即多遇地震动，中等地震动和罕遇地震动。这三个水准地震动可以作为建筑物设计地震作用直接确定的基础，即在上述三个概率相当条件下，完成场地地震反应分析研究，直接确定相应场地地震动，满足场地设防的要求。

2. 水平地震设计反应谱和地震影响系数

除结构设计直接时程分析法外，大部分采用底部剪力法、平面多质点系反应谱振型分解法、平动扭转耦连不对称结构抗震计算等准动力分析方法。这些分析计算方法都需确定场地水平地震反应谱。为了方便，一般形状如图 6.9.2。它由三根线所组成：高频（$<T_1$）为斜线，中频数为（T_1—T_g）为水平线，低频（$>T_g$）为指数衰减曲线。

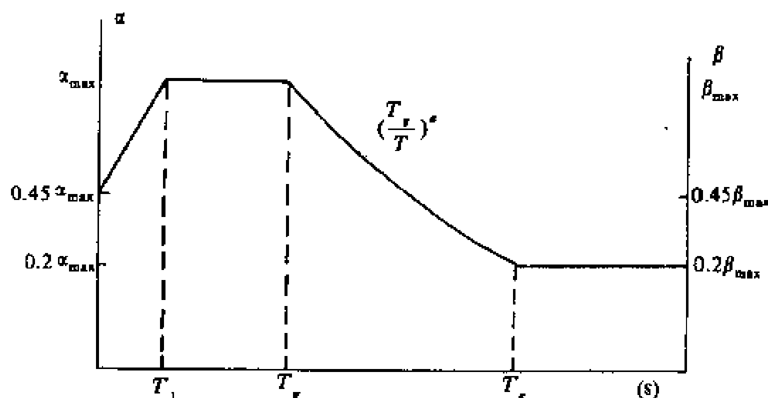


图 6.9.2 设计谱一般形状

图中，β_{max} 为标准反应谱最大放大系数，α_{max} 为最大地震影响的系数，K 为地震参数。二者关系可以写成

$$\alpha_{max}=K\cdot\beta_{max}$$

这里，K 反映了场地地震动峰值特征，其定义为

$$K=\frac{\text{场地峰值加速度}(cm/s^2)}{\text{重力加速度}(\sim 1000cm/s^2)}$$

它是一个无量纲系数，反映地震动大小。它可以直接评估出，亦可和设防烈度相对应，按规范（GBJ11-89，TJ11-78，SDJ10-78）取值见表 6.9.1。从加速度反应谱角度看，K 值相当于 0 频时（无限刚度）结构反应。β_{max} 值，反映了已有强震记录平均值。在阻尼比为 0.05 时，按规范取值为 2.25(TJ11-78，SPJ10-78)。考虑到地震影响发生及对结构的概率特征，GBJ11-89 所对应的 α_{max} 取值如表 6.9.2。

表 6.9.1　不同设防烈度时 K 取值

设防烈度	Ⅶ	Ⅷ	Ⅸ
K	0.1	0.2	0.4
PGA(g)	0.1	0.2	0.4

表 6.9.2　大震、中震、小震 α_{max} 值

烈度	六度	七度	八度	九度
小震	0.04	0.08	0.16	0.32
中震(基本烈度)	0.12	0.23	0.45	0.90
大震		0.50	0.90	1.40

（据建设部抗震办公室,1990）

图 6.9.2 中 T_1，T_g，a 和反应谱特征周期 T_e 值用范围限制对不同土层和不同类型结构亦是不同的，我国比较代表性取值如表 6.9.3。

表 6.9.3　反应谱特征参数规定值

规　范	T_1(s)	T_g(s)		T_e(s) (0.2β_{max})	a
GBJ11-89	0.1	Ⅰ	0.20(0.25)	3.0	0.9
		Ⅱ	0.30(0.40)		
		Ⅲ	0.40(0.55)		
		Ⅳ	0.65(0.85)		
SDJ10-78		1	0.2	1.5	1.0
		2	0.3		
		3	0.7		

Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ表示四类场地类别，括号外为近源，括号内为远源；1. 基岩；2. 一般非岩石地基；3. 软弱地基。

对于双轨制，在直接确定场地设防地震动参数时，其结果要据场地地震反应分析结果

而定，但考虑到地震反应分析研究中某些不定性和地震设防的政策性，对场地地震反应分析结果应从科学性和可接受性等方面加以综合评定。

3. 场地地震动时程

场地地震动时程是为满足结构抗震设计时程分析需要而进行，它亦是场地震反应研究重要结果之一。

时程分析是从强度和变形两方面，通过弹性和弹朔性反应分析来判断结构抗震性能，识别通常设计中可能存在的薄弱部位以及是否例塌的有效方法。对于特别不规则的建筑，甲类建筑、七度和八度Ⅰ、Ⅱ类场地的高度超过 80m 的高层建筑及八度Ⅲ、Ⅳ类场地和九度高度超过 60m 的高层建筑，均要用时程分析法进行补充计算(GBJ11-89)。其他如水工，核电等设计亦逐步向以时程分析法为基础的直接动力法发展。

作时程分析时，输入地震波加速度峰值可根据有关规定取用，亦可根据场地地震反应分析结果综合评价后取用。GBJ11-89 规定峰值加速度如表 6.9.4 取用。

表 6.9.4 地震记录加速度峰速取用值(1cm／s^2)

烈度	多遇小震	罕遇大震
七	35	220
八	70	400
九	140	620

(据建设部抗震办公室，1990)

第7章 地震地质灾害及其工程评价

为减轻未来地震灾害，对拟建的工程来说，一般从两个方面来着手，一是选择稳定的建筑工程场地，二是合理地进行抗震设计。地震地质灾害的工程评价之主要目的在于前者。

地震造成的震害程度（这里主要指原生震害，而不是次生灾害），通常受到下列诸方面因素影响：(1)震源，包括地震大小、破裂特征、震源环境等；(2)波传播的介质，包括介质几何吸收、非弹性衰减等；(3)局部场地地质条件；(4)结构特点。有关结构特点对震害的影响，属抗震研究的范畴，这里不作讨论。而震源、介质环境和局部场地条件，包括构造、物质组成、结构特点、演化及其现今状态，是地质学范畴的问题。因此，工程的震害，无不受到地质环境的影响。所谓地震地质效应，是指不同地质环境可能对震害的影响效果。一般来说，工程震害，从其原因和特点上看，可以分为振动破坏和地面破坏两种类型。振动破坏直接和地震动大小、特点有关，其中，地震作用的强度占有主导地位，即地震增大，其破坏也相应增大。振动破坏的地质效应主要反映在不同地质条件下，将会出现不同的地震动特点，例如，表现在地震作用的强度、频率特性和作用时间等方面的不同特点。最终，在不同的地质条件下，将会出现不同的破坏效果。振动破坏在大多数情况下不出现场地地基和斜坡的永久变形。振动破坏的地质效应是地震动预测和场地地震反应分析和场地区划的基础。在工程上，通过合理的抗震设计，以达到减轻振动破坏的目的。地面破坏效应主要是指在地震作用下，首先引起地面各类岩体、土体的变形和破坏，从而导致各类工程的破坏。地面破坏，往往出现在一定的地质条件之下，如工程场地存在软弱的岩土体，在地震作用下其强度降低或失效或不均一变形等。在很多情况下，地面会出现永久变形。地面破坏的地质效应比较直观，它是在地震作用下引起的一种地质灾害，地质条件决定了地面破坏类型、特点及其危害程度。有时，在很小或不大的地震作用下，也会导致严重的后果。即使结构上设计“牢靠”，但由于基础或斜坡失效，也将阻碍结构的正常使用。对于场地破坏，工程上多半采取合理的场地选择和适当的抗震措施，以达到工程稳定之目的。

7.1 地震地质灾害类型和特点

地震地质灾害，是指地震导致的地质环境的变化与破坏，地震地质灾害不仅构成了地震灾害的重要组成部分，而且与人类工程活动具有直接的关系，它往往会导致灾难性的后果，这在国内外历史上是屡见不鲜的。从公元512年以来，中国大陆共记载200余次地震显示有地震地质灾害，其中，$M<6\frac{3}{4}$中强地震主要为中轻地震地质灾害，多在特殊的地形地貌条件下，在极震区出现局部小规模的地质灾害，对人员伤亡和建筑物的危胁一般不大。而$M>6\frac{3}{4}$的强烈地震，一般会引起中强地震地质灾害，其在200余震例中占50%以上。对于这些地震，除个别情况外，原则上会出现较严重的地震地质灾害。如发生于高山峡谷的1917年7月31日7时的云南大关北$M=6\frac{3}{4}$级地震，使大关河两岸山岳崩颓、石块堵江、河水暴溢、倒流十余里，马帮、过客及兵民死1800余人。图7.1.1为中国地震地质灾害分布图，它大致反映了中国地震地质灾害概况。

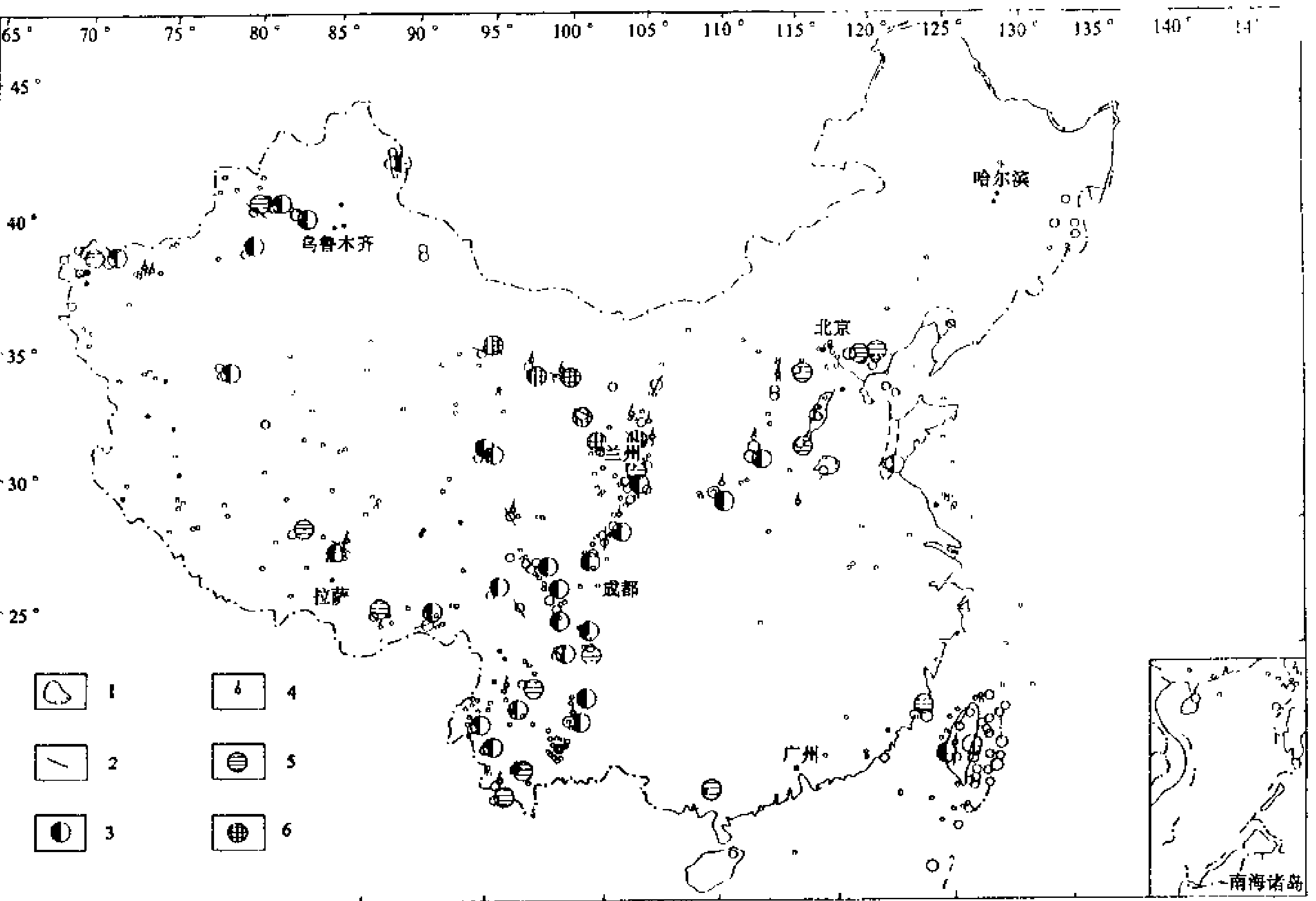


图 7.1.1　中国地震地质灾害分布图

1. 大面积喷水冒砂、地裂、地陷分布区；2. 大尺度地表位错；3. 灾难性斜坡失稳；4. 局部喷砂冒水、地裂；5. 局部危害性斜坡失稳；6. 大面积灾难性黄土塌坍

地震地质灾害可归纳为三种类型：

(1) 地表破裂：指强震条件下由于岩土体的突然破裂和位移，而在地表形成的地面破坏，在极震区多见。其中包括地震断层和地裂缝。表 7.1.1 是我国伴有地表破裂的地震资料。

表 7.1.1　中国伴有地表破裂的地震资料

编号	时间	震　中	震级 (M_S)	长度 (km)	宽度 (km)	水平位错 (m)	垂直位错 (m)
1	1303	山西洪洞	8.0	40			8
2	1716	新疆照苏	8.0	70		8	8
3	1739	宁夏平罗	8.0	90		1.45	4.35
4	1812.3.8	新疆尼勒克	8.1	6		1.5	10
5	1842	新疆巴里坤	$7\frac{1}{4}$	23			2.0
6	1882	新疆和田	7.0	60			
7	1889	新疆契利克	$7\frac{3}{4}$	15			2.0
8	1902	新疆阿图什	$8\frac{1}{4}$	50			
9	1906.3.17	台湾嘉义	$6\frac{3}{4}$	13		2.4	
10	1906.12.23	新疆玛纳斯	8.0	65		10	
11	1911	克宾阿拉图木	8.2	50			5.0
12	1916	伽　师	6.8	10			
13	1920	宁夏海原	8.5	215	100	10	7.8
14	1924	新疆且末	$7\frac{1}{4}$	32			
15	1927.5.23	甘肃古浪	8.0	170	15		7.5
16	1931.8.11	新疆富蕴	8.0	176		14	1.4
17	1932.12.5	甘肃昌马	7.6	122	120	6.6	2.5
18	1933	四川叠溪	7.5	30			
19	1935	新疆木垒	$5\frac{1}{4}$	8			
20	1935.4.21	新竹	7.1	60			3.0
21	1937.1.7	青海托索湖	7.5	300	60	8	6
22	1946.12.5	台南附近	$6\frac{3}{4}$	6			
23	1947.3.17	青海达日	$7\frac{3}{4}$	150	200		5
24	1948.5.25	四川理塘	$7\frac{1}{4}$	70			
25	1950.8.15	西藏察隅	8.6	250		14	
26	1951.11.8	西藏当雄	8.0	82	40	7.3	1.5
27	1951.11.25	花莲	$7\frac{1}{4}$	40			
28	1954.2.11	甘肃山丹	$7\frac{1}{4}$	20	2	2.83	1.20
29	1955.4.14	四川康定	7.5	30			
30	1966.3.8	河北邢台					
31	1970.1.5	云南通海	7.8	48	20	2.2	
32	1973.2.6	四川炉霍	7.9	90	150	3.6	2.3
33	1975.2.4	辽宁海城	7.3	70	60	0.55	
34	1976.7.28	河北唐山	7.8	10	30	1.53	0.7
35	1976.7.28	河北滦县	7.1	6	300	0.5	
36	1981.1.24	四川道孚	6.9	44	50		
37	1985.8.23	新疆乌恰	[illegible]	65		1.6	1.7
38	1988.11.6	云南澜沧	7.6	36		1.0	
39	1988.11.6	云南耿马	7.2	24		0.9	0.5

(2) 斜坡失效：由于斜坡地区岩土体的机械运动而导致斜坡破坏。主要类型有：滚石、崩塌、剥落、滑坡、塌滑、流滑、泥石流等。

(3) 地基变形和失效：包括大面积的和局部的两种情况，主要有可液化地层引起的喷砂冒水、地面开裂、下沉、软土震陷、不均一下沉、岩溶及矿井坍塌等。据 1962—1976 年 10 余次地震地基基础震害调查资料(周锡元，1990)，导致 87 例地基震害主要因素所占百分比分别为：液化占 37%，软土占 16%，不均匀地基占 25%，填土地基占 10%，其他占 13%。

在上述地震地质灾害中，危害较大并在区域地震稳定性评价中具有重要作用的主要有三个方面：

(1) 地震断层：主要是由于地震构造作用造成近地表岩体的相对位错，其幅度从几十厘米到十几米，宽度最大可达几百米，其总长度可达几十甚至几百公里（表 7.1.1）。

(2) 山体失稳：强烈地震引起非稳定山体以重力为主的斜坡滑移引起地质灾害。主要表现在两个方面，其一是我国西部高山峡谷区，地震触发的山崩、滑坡、泥石流等地质灾害；其二是我国西部黄土高原地区，直立侵蚀沟谷崩塌引起地质灾害，例如，1920 年 12 月 16 日宁夏海原 $8\frac{1}{2}$地震引起隆德“西北各村宅没窑覆或移宅基于数里之外，覆压数十丈深者，共倒塌房屋 6 万余间，山崩崖塌、山川远移、峰谷互换。西北村镇东西两山口忽合为一大冢，三百户皆从藏于山中。”(顾功叙，1983)

(3) 大面积地基失效：主要表现在最晚松散沉积，特别是全新世饱水地层中。地震引起的液化、不均匀沉降、淤泥质土触变等导致大范围地表破裂、滑移、下沉、喷水冒砂等地质灾害。如 1976 年 7 月 28 日唐山 7.8 级地震造成滦河冲积平原及渤海滨海地带 2.4 万平方公里的大面积砂土液化。

表 7.1.2 为主要地震地质灾害的类型和特征。

表 7.1.2　地震地质灾害主要类型和特征

主要类型		主要特点和定义
地表破裂	地震断层	深部发震断层在地表直接或间接的标志，这是和发震构造相关的地表破裂现象。往往由一个或几个带所组成。规模大、延伸长、不受地形地貌控制
	地裂缝	地震应力波作用下受特定的地质条件和地形地貌条件控制的次生破裂效应，多半以张性为主
斜坡失效	崩　塌	岩、土体在地震后崩落于坡脚，规模巨大者称为山崩，个别石块称为滚石，山崩多发育在高山峡谷地区
	剥　落	岩体中风化岩体小块崩落，规模小，路堑、渠道边坡多见
	滑　坡	岩、土体相对地保持整体状态沿某一滑移面整体滑动
	塌　滑	坡残积物沿新鲜基岩面自下而上牵引滑动，俗称“山扒皮”，坡体长度远大于厚度，横剖面呈阶梯状
	流　滑	土体以塑性蠕变体缓慢地滑动，多发生在平缓的斜坡地区，主要原因是土体结构中存在易液化层、饱水可塑性粘土或淤泥层。由于这些土层失效而导致上部土层的滑动
	泥石流	我国西部山区雨季多见，地震后山崩，崩塌物质来源广泛，在适当地形地貌条件下形成
地基基础失效	沉　陷	有局部的和大面积的，多半由于砂层振动压密引起，并伴有喷砂冒水现象
	液　化	饱水砂层振动液化在沿海、沿湖是大面积的。河谷地段或故河道、古河道地段是呈线状分布。液化是平原地区危害最大的地震地质灾害
	塌　陷	由特殊的地质或人为因素所造成。如在石灰岩地区溶洞的塌陷、矿坑塌陷、人工填土塌陷。塌陷引起的灾害是局部的

7.2　断层工程地震评价

7.2.1　断层工程地震评价的主要内容

在场地工程地质评价中，活断层的研究已成为不可忽视的一个方面。从工程建筑要求来看，也不满足于一般定性描述，而要求作出某些定量或半定量的评价。在很多情况下，由于活断层和地震有某种关系，因而，在活断层的评价中，其工程地震评价又占有相当的

份量。概括地说，场地活断层的工程评价包括下列一些主要内容：

(1) 工程场地及其附近是否存在活断层。

(2) 活断层规模及其在场地展布特征，包括产状特征。

(3) 断层活动时代及其活动期次，其中最晚一次活动时代更为重要。

(4) 断层的活动特点，包括运动方式(倾滑、走滑)、活动性质(粘滑、蠕滑)、活动速率和活动历史特点(活动持续时间长短、多期或连续、单发等)。

(5) 断层和地震危险性的关系，即是否是发震断层，其最大震级、破坏性地震复发周期如何等。

(6) 断层活动是否会造成地表断错，是否会发生其它对工程有影响的变形和位移。

(7) 活断层的一些其它工程地震问题。

目前，随着国内外对活断层研究的不断深入，许多方面已取得很大进步。首先，随着近些年各种观测新技术的发展与应用，以及板块构造、地球动力学、岩石圈、地震预报等重大研究计划的开展，把活断层的研究推向更深更广泛的领域。其中，活断层与地震关系的研究尤为突出，在世界许多地区，对活断层的辩认最初是从地震断层开始的，如日本1891年浓尾地震和美国1906年旧金山地震，都形成了明显的地表断层，对它们的研究已成为推动活断层研究的起点。在我国大陆内部，强震常沿着一条活断裂带成系列地连续发生，这种情况是断裂带上某些段强烈活动的直接显示。结合这些强震系列的研究，可以了解到许多断层活动的具体细节。在我国内陆地区，地震还常在一定区域内成丛、成片地发生，这些地震破裂带相互交叉构成地壳的现代破裂区，这些破裂区是以地震断层形式出现的活断层集中发育的地带。近百年来，我国强震集中活动的区域，也就是地震以地震断层方式出现的活断层活动的地区，古地震的开挖和研究也证实了这一点。其次，活断层研究和工程评价的密切结合，使活断层的研究更具实用性。这表现在对活断层的定义、概念、鉴别和分类标准，对其危险性和危害性的评价以及工程对策等方面。

当然，断层活动是一种地质现象，是在一定地质时期中形成或发生的地质事件，它和人类活动的时间比较起来，往往要长得很多。或者由于事件发生的时间久远、或者由于事件发生、发展的复杂性、或者由于人们的认识和获取有关信息的技术限制等原因，直到目前为止，活断层的工程研究还处于初始的阶段。其中，最突出的问题是工程的应用和研究程度之间的矛盾，前者要求明确具体，而后者一时难以具体做到，这在一个较短的时间内，也是无法解决的问题。因此，我们在活断层研究及其工程评价时要正视这一问题。从目前来看，对活断层的研究，做到心中有数，合理评价，区别对待，应是我们不可忽视的原则。

7.2.2 关于活断层的概念

自1923年Willis和Wood提供活断层定义以来，有关活断层的概念和定义不下有几十种。根据这些定义(附录E)，我们概括如下几点：

(1) 活断层完整概念包括了定义、鉴别标准和分类三个部分，随时间推移和在实践中应用，活断层概念也随之深化而完整。从最初“死断层”、“活断层”简单定义，到目前活断层概念包括有明确定义、时代、地质、地震等方面标准和为各种目的的使用而进行分类，其中包括单项分类和综合等级分类。

(2) 活断层活动时代界线具有定义和标准双重作用，即断层活动时代界线既是活断层定义一部分，也是确定是否为活断层的标准。因此，在活断层的定义中，时代界限有举足轻重的意义，因而也是为地质界和工程界所重视。在某种意义上，活断层概念所反映差异亦在于此。概括起来有以下几个方面标准：

① 前第四纪，即所谓传统的新构造划分，是纯地质界早期标准；

② 以早、中更新世为界线标准，这是基于地震和活断层关系研究结果，尤其是从大陆地震发生和这一时期活动的断裂关系，以及我国大陆现代构造应力场特点等认识而提出的；

③ 活断层界线标准划在中、晚更新世，即距今50—10万年以来。持这种标准是既考虑到大部分地震与这一时期的断裂活动有关，而且从特殊工程，如核电工程设计要求提出来的，并且是和确定新层年代鉴别能力相适应的。典型代表是原子能机构，其中能动断层应用最为广泛，并以此为标准；

④ 历史时期和全新世，提出这一标准出发点是充分考虑最晚活动时代的断层对工程影响的重要性，考虑工程使用期，以提高经济效益。这一呼声以民用工程界为最高。

(3) 70年代初期开始，出现了概念明确、实用性很强的活断层概念。如70年代初期为核电建设提出"能动断层"概念、"发震断层"概念和"工程活断层"概念等。可以说这些概念的出现是活断层概念的深化和延拓。

(4) 尽管活断层概念各有所异，但是其共同点是立足于过去，而着眼于未来，即以过去地质时期断层活动遗迹为基本研究对象，而估价未来。"活断层"是关系到人类社会的一段未来时间内发生运动的断层。

(5) 概括地说，除年龄方面判别而外，判断活断层标准一般有以下几个方面：

① 新地质时期地层位移和地形、地貌位错和变形；

② 历史时期位移、古地震；

③ 现代小震活动；

④ 现代测量及蠕动观测有活动；

⑤ 与已确定为活断层在构造体系上联系。

其中①、②和③等地质方面研究往往占有比较重要的地位，是活断层现场研究和判定主要标志。此外，工程标准或工程考虑，也是隐含在整个活断层的概念中，主要表现在：

① 断层活动时代界限及年龄方面判据和标准；

② "不远将来"可能活动规定为工程使用期或规划时间，对特殊工程或特殊安全保证工程安全性考虑时间；

③ 适应于工程需要的特殊活断层定义出现；

④ 活断层分类标准确定和综合评价类别。

(6) 活断层分类以单指标和多指标两种形式，单指标以活动时代、滑移（主要水平）速率、滑移性质、方式、地震强度等为指标，并作为断层活动性等级划分基础。在某种意义上，活断层等级划分是活断层工程评价一部分，其有强烈的工程实用意识。

从以上种种情况看，活断层工程研究及其相应概念的提出，虽然有其较长的历史和广泛的涉及面，但是，统一的概念和定义似乎是不存在的，究其原因来自两方面，第一，人们在活断层研究上，尚未获得已被人们共同接受的进展，很大程度上还处于探索阶段，特

别是对其工程评价；第二，反映不同研究者的不同的目的，地质学家、地震学家、工程学家根据各自的社会实践需要对活断层过去、现在、将来各自提出相应的概念。因此，在短时间内，除硬性规定而外，要提出诸家都能接受的概念，看来尚有困难。"涉及到社会需要而确定的时间段可能活动"的广义含义，也许将有助于概括这一状况。

7.2.3 工程活断层的概念

所谓工程活断层，主要是在对活断层研究现状及认识的基础上，从工程使用角度提出的关于活断层概念，包括活断层定义、判别指标和等级分类等。

（一）提出工程活断层概念所考虑的基础

1. 地质基础

断裂活动的长期性和继承性。第四纪期间，地壳动力学与应力场没有发生大的变化，断裂活动状况有相当好的继承性。中更新世(100×10^4年)以来的一次构造运动引起的断裂活动基本上是延续至今的。在这段时期，断裂的具体活动部位没有发生多大改变，这个时期的断层活动与地震活动在空间分布上十分吻合。中更新世的活动，在很大程度上反映了断层的近期活动，体现了与地震的依附关系。具体地说，中晚更新世普遍发生过一次大的新构造变动，奠定了目前新构造格局。断层活动显现出相当的继承性，经过这次新构造运动而未活动的断裂，在短时期内再活动的可能性不大。就我国对活断层的研究状况来看，对中晚更新世以来断层活动已有比较深入的研究。在许多地区对这类断裂带做了大量工作，资料比较丰富，应用已有资料来确定断层活动相对易于做到。

查清活断层过去活动历史，虽然不很容易，但是还能做到，但判断未来是否活动，就更困难。这只能根据活动的历史来推测未来，也就是根据活动的事件的地质假设，即地质过程的长期性、重复性和继承性。R.L. Wesson (1975) 指出:现在要确定一条断层将来是否活动是不可能的。我们必须假定，如果一条断层在相当长的时间(几百万年)内是活动的，并且在历史上也是活动的，或者至今为止的地质上显示活动的话，那么该断层很可能在将来继续活动。当然，地质活动的长期性、重复性和继承性是为地质发展史所证实的。

2. 分析测试技术和年龄测试技术能力

断层活动时代的确定，对最近活动或无法从地质历史判断的断层尤为困难。这就需要采用测定绝对年龄的分析测试技术，各种测定年龄的分析测试技术的测定能力，是我们定义和划分活断层必须考虑的因素。任何超越年龄测试技术的分辨能力的要求，仅仅是主观的愿望而已，何况，在很多情况下，测试结果亦有待于地质研究结果的综合对比。此外，样品条件能否满足也是一个实际问题。例如，^{14}C样品需要动植物碳化物、文化遗址、古土壤、淤泥等，而热释光需要样品为石英、长石、方解石、古土壤、河湖相沉积、文物陶片、冰碛石等。表 7.2.1 列出主要年龄测试技术鉴别能力。

3. 工程设防标准

工程上对地震危害性的考虑是把地震作为一种随机事件来考虑的，并充分考虑其特点，即大地震发生的低频度和小地震发生的高频度。为工程的安全和经济效益，一般采用概率法来估计其危险性和危害性，即所谓地震危险性分析。这种分析处理方法，包含了对

表 7.2.1　年龄分析测试技术鉴别能力表

方　法	鉴别年龄范围（万年）	
	较　好	一　般
^{14}C	0.1—1	<3.5
热释光	20—30	
铀　系		
Th^{230}	30	>10
Pa	12	>10
Ra	几万	>10
钾-氩	几十—几百	
裂变径迹	5—100	

不同类型的工程设施采用不同的风险度，根据国内外的习惯所采用标准大致如下：

民用工程：一般以 50 年超越概率为 0.1（100 年超越概率为 0.2），大致相当于年超越概率为 0.0051（或相当于 500 年重复一次）。具体应用上采用三个标准：

(1)小震不坏——弹性阶段，50 年超越概率为 63.2%，所考虑的地震的重复间隔为 100 年。

(2)中震可修——弹塑性阶段，50 年超越概率为 10%—13%，所考虑的地震的重复间隔得 500 年。

(3)大震不倒——弹塑性阶段，50 年超越概率为 2%—5%，所考虑的地震的重复间隔为 2500—5000 年。

水工建筑物：根据国际大坝抗震设计经验，采用年发生概率为 0.0001，相当于 1 万年重复间隔的地震作为罕遇地震的设防标准。近来一些人认为以 5000 年重复间隔的罕遇地震作为水工建筑设防标准为宜。

海洋平台：年发生概率取 0.002—0.007，相应的重复间隔为 150—200 年左右作为设防标准。

核电工程：SSE 取年超越概率为 0.0001，相当于事件重复间隔为万年。日本建议标准（林正夫，1981）为：S_1 最强地震动，考虑现实性和最强地震动设计负载，以弹性非弹性思路用允许应力法设计出来的量，考虑时间尺度为 1 万年。S_2 临界地震动，是一个几乎没有现实（可能）性的临界地震，即使局部破坏也可以认为其危（险）害没有波及到周围，属塑性形变，局部破坏皆允许的极限设计量，考虑的时间尺度为 5 万年。

因此，如果把活断层作为地质上类似于地震事件来考虑的话，那么，对活断层的活动时间及其危害，不能简单地和工程使用时间来对比，需要考虑不同工程设施的风险性。从这个角度上考虑，从对策的角度上考虑，几万乃至 10 万年以来的活动是不可忽视的。

4. 地震活动和活断层

活动性构造体系强烈活动的主干断裂是强震的发生带，具扭性、张扭性活动断裂带更具频度高、强度大的地震危险性。活动断裂带上有两组或多组活动的构造体系或构造带交汇复合部位，活动性构造体系的拐弯及沿走向、倾向的倾角发生变化部位，活动性断裂带水平或上下消失的端点部位，断裂带或断裂的端点部位，断裂带或断裂面上不平滑或因部分胶结而摩擦阻力大的部位等，更具强震发生的背景条件。据统计，我国 $M>8$ 级大震中 61%和深大断裂有关，其长度均超过 500km，有些超过 1000km，且多为水平逆断层；27%和区域性大活动断裂有关，断裂长度近百余公里以上。$M=7$—7.9 级地震，43%和深大断裂有关；57%和区域性大活动断裂有关，断裂长度达 100km 以上。$M=6$—6.9 级地震与构造断裂活动有关的占 76%，断裂长度为几十公里。从活断层活动时代上看，不同时期活动断层显示不同地震活动性，一般来说，第四纪活动断裂最为危险，其次为第三

纪，再次为新生代。三者地震危险性的比例大致为：第四纪：晚第三纪：新生代＝7：2：1。据发震断层定义，往往和第四纪以来活断层相联系，因此，地震作为现代运动指标之一。

5. 断层活动的危险性和危害性

考虑到工程应用，我们着眼于活断层工程评价和采用相应的对策，宜采用多指标的分类法。考虑的重点是断层活动的危险性与危害性。所谓断层活动的危险性，反映其对工程威胁的可能，也就是未来活动的可能性。例如，从活断层活动的历史上看，未来活动可能性的大小，无疑是年代越新越易再活动，其危险性越大。但是，危险性的大小仅仅反映了未来的可能性，但并不直接和危害性成比例。所谓危害性，则着眼于估计断层再活动导致对工程威胁和危害程度。在一些具体情况下，断层有较大的再活动的危险性，但不一定有较大的危害性，或危害尚在可接受的范围。例如，断层活动时代很新，则其再活动可能性大，即其危险性亦大，但由于其规模小，滑动速率不大，可能对工程的危害尚在可接受的水平，那么，这种情况下，无疑采用低水平的对策即可。此外，在处理地震问题时，它既作为活断层的一种指标，又作为断层活动的一种形式，更多强调作为一种灾害。因此，在活断层的工程地震的评价中，具有现代地震活动的活断层也不一定是危害性最大的活断层。

6. 工程使用和处理

考虑到我国幅员辽阔，地质环境复杂，多变，各地研究程度也大不相同，而且对于工程上活断层研究主要还是靠现场地质调查研究并辅以室内研究。除个别情况外，大部分是难确定和鉴别的。在工程使用时，如果用一个具体而肯定的指标如时代指标代替因受种种条件限制而本来伸缩性较大的指标，固然有其可取之处，但也可能给我们带来新的被动，主要表现在：①易于引起是否“合适”、是否“作到”等争论；②因缺乏普遍性而使其实用性受到限制，如从民用建筑角度叫活断层，那么按核电标准如何定名？与其由时间限制，不如用为某一使用目标来限制更佳；③可能会给实际工程带来困难。

因此，为了使活断层概念更具实用性和针对性，可采取如下两个具体步骤：

(1)以三个层次来明确活断层的工程概念，即由定义、判别指标、分类三方面构成完整的活断层概念。其中，第一层次定义要简单，但有其通用性，普遍概括广义道理。对于第二层次相对比定义具体些，但规定太细；而第三层次，分类可以尽可能明确，以单项指标分类、定名，最后以综合指标进行等级划分。这样，三个层次相互联系、相互补充构成一个整体。

(2)工程实用性除在断层综合分类中考虑外，通过工程评价和对策来处理。

(3)沿用三个活断层特殊定义，即全新断层、能动断层和发震断层。

(4)在单项指标为基础对活断层进行分类的基础上，进行活断层等级综合分类，作为工程评价和对策的基础。

（二）工程活断层的概念

1. 定　　义

最近地质时期活动过，不远将来有可能再活动，并可能导致对工程和人类活动带来影响的断层叫工程活断层。此定义有如下几点具体考虑：

(1)定义比较灵活，主要表现在“最近地质时期”和“不远将来”上，前者反映在对过去

活动时代和活动历史评价上，后者表现在对其危险性和危害性评价的尺度上。对于前者，允许不同研究者如地质学者、地震学者、工程学者在确定活断层具体定义时，在选择标准上有“回旋”的余地；对于后者，主要从工程使用角度和工程安全角度出发有一个选择的余地。如核电工程和民用工程可选择不同的标准。

(2)定义立足于过去，着眼于未来，重点是对工程和人类活动的影响，含义明确。这里要指出，“对人类活动影响”，如美国大地震在地表产生的地震断层的错动，造成田园边界改变，导致土地归属的法律纠纷。

2. 主要判别标准

(1)更新世多次活动，全新世至少一次活动的断层（第四纪以来活动）；

(2)存在地层错断，地形、地貌、地球物理、地球化学等标志；

(3)有破坏性地震历史记载或近期小震活动；

(4)现代蠕动或经测量有明显位移者。

3. 工程活断层分类

根据断层最晚活动时代、断层与破坏性地震的关系和对工程可能危险性以及工程应用，对工程活断层进行分类，如7.2.2表。

表7.2.3列出沿用的三种工程活断层及其标准对比。

表7.2.2 工程活断层分类表

<table>
<tr><td colspan="5">非活断层：最近地质时期未曾活动过，不远几年来可能不活动，或其活动对工程无危害的断层</td></tr>
<tr><td rowspan="9">活断层</td><td rowspan="3">蠕滑断层</td><td colspan="2">高</td><td>滑移速率 >1mm/a</td></tr>
<tr><td colspan="2">中</td><td>滑移速率 0.1—1mm/a</td></tr>
<tr><td colspan="2">低</td><td>滑移速率 <0.1mm/a</td></tr>
<tr><td rowspan="6">粘滑断层</td><td>全新断层：</td><td colspan="2">全新世（1万年）以来活动过断层，作为一般工业、民用工程考虑的时间尺度</td></tr>
<tr><td>能动断层：</td><td colspan="2">主要为晚第四纪（中更新世晚期，50万年）以来多次活动过或晚更新世（3.5万年）以来活动过的断层，作为甲类工程考虑的时间尺度</td></tr>
<tr><td rowspan="3">发震断层：可能产生破坏性地震的断层</td><td>强</td><td>$M>7.0$</td></tr>
<tr><td>中</td><td>$M=6.0—7.0$</td></tr>
<tr><td>弱</td><td>$M<6.0$</td></tr>
</table>

表7.2.3 几个工程活断层概念对比

名 称	概 念 和 标 准
全新断层	1.全新世1万年以来活动过的断层为主要标准，晚更新世后期3.5万年以来有过活动的为补充标准； 2.地表有明显构造活动形迹，用仪器可测量到断层变形； 3.历史上有过中小地震($M=4—5$)2次以上的断层，近期微震($M_S=1—3$)频繁发生的断层。
能动断层	1.在过去3.5万年中地表或近地表至少有过一次活动，或者在过去50万年中有过多次活动； 2.具有足够精度仪器测定的强震活动记录，并证明与强震直接有关。 3.和具有1、2特点的能动断层在构造上有联系的断层。
发震断层	1.有破坏性地震记载； 2.有多次更新世或至少有一次全新世产生古地震遗迹； 3.具有地震前兆异常，重点监测的活断层； 4.第四纪以来强烈活动的或构造运动差异强烈或深部变异带及其附近活断层； 5.其它证据研究判断可能发生破坏性地震断层。

4. 工程活断层强度等级划分

工程活断层强度等级划分采用多指标综合划分。为便于使用，采用三分法，各类指标标准考虑如下：

(1)活动时代，基本出发点是活动时代越近则其危险性越高。

(2)断层滑移速率：原则上讲，断层滑移速率大，则其对工程危险性和危害性相应增高。

(3)与地震关系：分为三级，$M>7.0$、$M=6.0$—7.0、$M<6.0$。

根据上述单项指标，以活断层对工程危险性危害性，分为三个等级，即：强活动性断层、中活动性断层、低活动性断层(表 7.2.4)。表中还列出工程对不同等级活断层的一般考虑。

表 7.2.4 工程活断层活动性等级综合划分指标

指　标	活　动　等　级		
	A.高活动性断层	B.中活动性断层	C.低活动性断层
活动时代	全新世	晚更新世	中、早更新世
水平滑移速率 (mm／a)	>10	1—10	<1
发震强度	>7.0	6.0—6.9	<6.0
危险性及危害性	高	中	低
工程意义	各类工程均应考虑并采取相应的工程措施	特殊工程和甲类工程应考虑并应考虑采取相应的工程措施	除特殊工程外不考虑工程措施

7.2.4 关于发震断层的概念

发震断层属于活断层系列，是工程活断层一个类型。从其含义上讲，更强调地震直接标志，其着眼点是地震的危险性。相对而言，发震断层概念较活断层更明确。能动断层实际上是从地震的潜在危险角度提出的发震断层，是隐含着发生破坏性地震并能导致地表断错危险的活断层。1984 年美国 U.S.G.S 和犹他州地质矿产所在关于“犹他州地区和城市地震危险性和危害性评价”的讨论会中，所定义的活断层更直接和发震相联系，他们认为，活断层是一个据历史的地震学和地质学证据有产生地震高可能性的断层，或者在规定时间内，为特殊地震危险性(危害性)分析而给予一个可接受的假定下可能发生地震的断层。因此，我们这样来理解发震断层：

① 发震断层是活断层；

② 从工程角度来看，首先应考虑将来有可能发生破坏性地震的活断层；

③ 根据地震发生的重复性特点，过去发生过破坏性地震的活断层有可能再次活动发生破坏性地震，无非不同活断层所发生破坏性地震的重复间隔不同而已。因此，过去(主要指第四纪)发生过地震的断层应属于发震断层（表 7.2.5）；

④ 除了地震直接标志外，在确定发震断层地质标志时，更应注意发震断层的规模、活动性质、特点、构造部位及其现代应力场特点。

表 7.2.5　中国部分强震发震断层最新活动时代

活动时代	断　层　实　例
早更新世 Q_1	库依，塔拉斯 费尔干，阿图什，柯坪
中更新世 Q_2	皮羌，卡兹克阿尔特，祁连山北缘，阿尔克金山桑干河，海城营口，河源(新丰江)
晚更新世 Q_3	祁连山北缘(部分)，贺兰山，海原(南西华山)，安阳邢台，鲜水河，安宁河，红河，郯庐断裂带中段，夏店(三河)
全新世　Q_4	阿尔帕勒克，天山南麓，汾河，唐山，喜马拉雅，可可托海－二台

Q_3，Q_4 占总数 57%。

发震断层定义：和活断层一样，在处理发震断层概念时，应兼顾科学性和实用性，特别是广泛使用性。专用性和限制性所引导出的实用性可放在发震断层的评价和工程对策中考虑。因此根据以上的考虑，发震断层定义如下。

发生过或可能发生破坏性地震的活断层叫发震断层。相对而言，这一定义也是有伸缩性的，其中"破坏性地震"因地而异，故不作硬性规定。

发震断层的判别标准：符合下列条件之一者可判断为发震断层：

(1) 有破坏性地震记载的断层；

(2) 更新世以来有多次或全新世至少有一次古地震遗迹的断层；

(3) 具有地震异常，重点监测的断层；

(4) 第四纪以来强烈活动的深大断裂，块体边界断裂，区域断裂或构造运动差异强烈区或深部断裂带及其附近活动、且在构造上和其相联系的断裂；

(5) 除上述证据以外，根据其它地质、地震研究，可能发生破坏性地震的断层。

对于上述五个方面的判别标准，(1)和(2)反映了过去发生破坏性地震，因而将来有可能再发生破坏性地震，但未指明未来时间尺度和大地震重复时间长短，这些留给具体工程对策考虑。(4)反映了发震断层主要地质特征，也可说是发生破坏性地震的充分条件。这也是和前述全新断层及能动断层不同之点。全新断层及能动断层因无此标准，因而其发生破坏性地震的可能性会大大降低。(3)是补充了现今地震活动预测和对地震综合的考虑，它是近期地震危险性的估计。(5)是弥补了目前对发震断层认识上可能的不足，而留有的一个条件。

表 7.2.6 是关于发震断层等级综合分类表，其基本思想和活断层等级综合分类一样，采用多指标、综合划分。为了和活断层等级划分一致，除采用三级划分外，并把活断层等级作为发震断层指标之一。

表 7.2.6　发震断层等级综合分类指标

指　　标	等　　级		
	A.强发震断层	B.中发震断层	C.弱发震断层
发震强度	$M>7$	$M=6$—7.0	$M<6$
最晚活动时代	历史与全新世	中更新世	早、中更新世
所属活断层等级(详见表 7.2.4)	高	中	低
工程意义	防震 防裂 防失效	防震 防裂	防震

这里要说明两点，第一，按照发震断层，发震强度分为三个等级，即 $M>7$ 为强发震断层；$M=6$—7.0 为中发震断层；$M<6$ 为中小发震断层。之所以分为三级，主要考虑如下几个特点：

(1) 三个级别和活断层等级划分相一致；

(2) $M>7$ 强烈地震，其构造条件和活动特点和方式与其下级别地震有明显不同，其基本特征可从发震断层等级划分指标中反映出来。而 $M<6$ 地震，从国内大部分地区来说，其发生构造条件不是十分典型，且在地区上有一定的随机性；

(3) 在目前地震危险性分析中，对潜在震源最大地震确定及有关地震活动性参数，如地震年平均发生率及分档也是按上述量级划分；

(4) 从地震能量来说，不同震级地震能量最大相差一个数量级：$M>7$ 地震能为 $>10^{15}$J；$M=6$—7.0 地震能为 10^{13-15}J；$M<6$ 地震能为 $<10^{13}$J。

(5) 从震中烈度来看，在平均震源深度为 15km 时：$M>7$ 时，震中烈度为 >9 度；$M=6$—6.9 时，震中烈度为 7.5—8.5 度；$M<6$ 时，震中烈度为 <7.5 度。

第二，关于发震断层滑动速率，虽然不能完全和表中一一对应，但是，据我国许多活断层滑移资料来看，许多发震断层确实存在很大的滑移。

7.2.5 活断层和发震断层的鉴定方法

（一）活断层鉴定方法

活断层鉴定可以应用地质学、地貌学、地震学、地球物理、地球化学及其它测量方法，其中以地质、地貌学方法为主，基本上是采用构造地质方法。近年来，采用航空照片和陆地卫星影象等遥感方法。除第四纪地层年代学确定活断层时代外，为准确判断活断层活动时代和活动周期，需取样作年代测试等。

1. 遥感分析

(1)航空照片及航空红外影象。通过航空照片及航空红外影象，主要鉴别活断层下列标志：①活断层崖壁(陡崖)，陡坎；②水系变迁、河流弯曲、错动等；③冲沟、山脊错动、扭曲等；④洪积扇叠置反映出山区上升、平原（或谷地）沉降。

(2)陆地卫星影象分析。陆地卫星影象分波段成象，视野广阔。经计算机处理，可以提取所需要的信息，对断裂研究常采用假色合成、边缘卷积增强等手段。综合起来，在陆地卫星影象上，活动断裂具有以下重要的特征：

①在假色合成的影象上，尤其在平原区存在着不同色调、花纹，不同的线性带，可能是基岩陡坎、断层或是第四纪地层内的断层（活动断层）。在卫星影象上，一系列的湖泊、串珠状洼地呈线状排列，它们所展布的线，可能是第四纪断层；

②河流、山脊，这种现象在影象上表现为直角转折。河流一侧的支流作同步弯曲、河流呈“人”字形、S 形等都表明地块在第四纪时期受到水平的断裂运动；

③山区与平原或台地交界、山前存在陡崖、洪积扇叠置、错动，这表明山区上升，平原沉降，沿山前存在活动断裂。

2. 地貌学分析

地貌是第四纪以来形成的地表形态，与第四纪的地壳运动、外力地质作用相关，下述一些地貌特征，反映了活断层存在：地形陡崖、洪积扇叠置、错动等；河流纵剖面“裂

点"；河流、水系或冲沟、山脊水平位错。

3. 地质学方法

新地层中断层面或破裂面的存在；基岩断裂有活动迹象，如新火山岩体、温泉、湖泊分布、植物异常等。

4. 地球化学分析

沿断层带表现为氢、氦、氡、二氧化碳等气体浓度变化，土壤中敏感元素异常等。

5. 地震活动及观测

6. 精密水准测量，包括水平和垂直

7. 晚更新世以来地层中隐伏断裂的浅层地震勘探和地质雷达扫描

（二）断层活动时代鉴定和测试

1. 间接法

根据断层错动最新(晚)时代地层确定其最晚活动时代，主要要确定覆盖于断层上未被错动地层及其沉积时代。

2. 直接法

在缺乏可测定年龄新地层时，直接从断裂中取样，测定年龄，据矿物的物理化学性质变化或断层形成后的冲填物测定年龄。有断层冲填物测试和断层形成物年龄测试两种方法。

3. 年龄测试手段种类和适用条件

表 7.2.7 为常用年轻地(断)层年龄测试手段及其适用条件，可作为年龄测试时参照。

表 7.2.7 常用年轻地（断）层年龄测试方法和特点

方 法	测定对象(矿物、岩石)	可测年限	地质条件	成果分析和应用
放射性碳(^{14}C)	含淤泥、方解石、骨骼、碳	0—60000 年	地层、断层带冲填物、崩积物	给出断层活动年龄区
热发(释)光(TL)	石英、方解石碳酸钙沉积物烘烤层、陶瓷金岩	0.1—300 万年	地层、断层充填物、断层破碎物	断层活动年龄区间，断层最晚一次强烈活动近似年龄
铀系(不平衡)(U)	方解石、火山岩、碳酸钙沉积物	5—100 万年 最优 5—60 万年	断层、地层充填物	断层活动年龄区间
电子自旋共振(TL)	碳酸钙类、石英、火山灰、石膏金岩	0.1—100 万年	地层、断层充填物、断层破碎物	断层活动年龄区间，断层最晚一次强烈活动近似年龄
石英表面显微构造	石英	中更新世—全新世 10—1 万年	断层带破碎物、地层	断层最晚一次强烈活动近似年龄

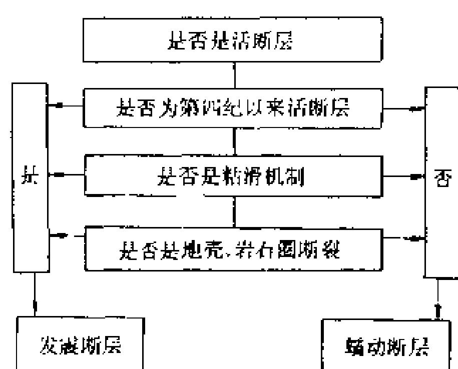


图 7.2.1　发震断层鉴别基本程序

（三）发震断层断层鉴别方法

相对而言，发震断层的鉴别较活断层的鉴别困难些。因为发震断层是活断层的一种，因此，首先要确定是否为活断层及其活动时代；其次是要确定是否发震，即是否发生破坏性地震。当然，发震断层本身的标志也反映了一定鉴别方法。对于一个断层，是否是发震断层，可以通过下列思路来进行(图 7.2.1)。根据这一思路，要确定其为活断层，需要四个基本步骤，对于第 1、第 2 步，即是否为活断层及是否为第四纪活断层，其基本鉴别方法，在活断层鉴别方法中业已介绍，这里重点叙述第 3 和第 4 步骤鉴定方法。

1. 断层机制特征

可以从下列特征来判断断层的粘滑机制：

(1)有多次破坏性地震发生，包括历史记载和古地震记载；

(2) 在剖面上有多次断错发生；

(3)小震很少；

(4)地震构造带空区；

(5)断层面有多次走向或逆冲擦痕；

(6)断层泥显微鉴别表明有多次位错。

2. 深断裂特征

可以从下列特征来判定地壳或岩石圈断裂：

(1)构造单元或断块边界断裂、地缝合带、消减带、新生代裂谷或第四纪复合的裂谷带；

(2)基底断裂带，沿断裂带有中酸性火成岩带或隐陷于断陷盆地以下，磁异常梯级带，居里面突变带；

(3)地壳断裂带：沿断裂带有基性火成岩(玄武岩、辉绿岩、辉长岩)和碱性岩的大陆裂谷，局部重力梯级带，莫霍面突断裂变带；

(4)岩石圈断裂分布有超基性岩或地幔源岩类(金伯力岩、榴辉岩)、高压变质岩，如板块边界、大陆裂谷。区域重力梯级带，莫霍面突变断裂带，重力均衡异常带。

7.2.6　发震断层的强度与复发周期估计

1. 发震断层最大震级估算

关于发震断层最大震级，地质上和工程上所提出的概念略有不同。地质上最大震级是从地震地质背景上来考虑的，它是发震断层可能发生的最大震级，从物理意义上讲，大于此震级地震不会在此断层上发生。通过地质构造对比，地震地质标志和地震构造条件相类似的发震断层，它们可能发生的最大震级可以认为是相近的。工程上所考虑的震级上限是从工程安全和风险程度概念上考虑的，是根据工程区地震地质特点结合工程具体情况来估算的，一般称其为最大可信震级。

从概念上看，工程所采用的最大可信地震一般小于或等于地质上所确定的最大地震。事实上，由于条件限制和人们在估算最大震级上的可信度，严格地加以区别是困难的，特别是对于一个具体的发震断层，由于数据库资料太少，确定其最大可信地震往往是不可能的，有时可能要通过一个较大范围才能估算出来。表 7.2.8 列出一些估算方法和公式，除最大历史地震法外，均为地质背景上最大地震估计。

这里，我们需要指出：

(1) 震级是量度地震相对大小的一个尺度，它无法用数学表达式和断裂尺度直接联系起来，经验统计公式，仅仅是在一定条件下的统计相关性，或是在一定条件下反映断裂尺度和震级大小的对应性，不是物理上必然联系。而这种统计关系，在大震级时，由于震级饱和而导致其相关性的降低或终止。另外，在不同构造应力条件下出现特殊结果，例如，在高应力条件下或介质强度较大时，大地震显示有小尺度断裂特点，而在低应力条件下或介质强度较低时，小地震却显示有相对较大的尺度的断裂。当然这是特殊情况，从一般趋势上看，震级增大时，断裂尺度也相应增大。

(2) 在回归分析时，所采用原始数据来自两方面，其一是根据地表所见地震断层大小；其二是根据理论、谱分析或余震面积等估计震源破裂尺度或震源体尺度。前者反映了某一地震在地表引起的可见构造破裂尺度，它一般小于震源尺度。例如，唐山地震震级为 7.8，而地表所见断层仅 8km，若按震源破裂尺度，其长度将达 100km。因此，应用两种办法估计最大震级时，前者显示保守的结果，即会高估震级大小；而后者，相对来说，比较合理，因为它反映了震源破裂尺度。

(3) 进行回归分析所用的实际资料，都有一定的离散性，相关系数不高，震级标准差较大，一般在 0.5 左右。因此，考虑到上述一些原因，我们在估计地震断层的最大震级时，对其结果只作为一种量级上的量度，不是一个精确的计算结果。因此，在应用不同作者提供的经验公式或计算方法时，不宜过多地要求细节上的一致性，而是作为综合分析的基础之一。

(4) 对于一个活动构造而言，地震主要发生在其闭锁地段。因此，对断层尺度和震级之间关系，很大程度上取决于对闭锁段尺寸的确定而不是整个断层。

2. 根据滑移速率估算发震断层大震复发周期

大震具有在原地或沿一条断层带重复发生的特征。根据断层滑动速率来估算大地震重复周期，是从地震应变积累与释放的概念出发的，用断层的滑动速率数据，根据公式求出原地或断层带上大地震重复周期。当然，由此得出的地震重复周期是模式化和平均化了的数据，和客观实际有一定的差距，是一种平均地震重复周期。一般从下列两个方面进行。

(1)应用古地震位错资料

地震的复发周期与断裂的平均滑动速率成反比，与一次强震的位错量成正比。据 Wallace (1979),

$$R_x = D / S$$

式中，R_x 为大震的原地重复周期；D 为一次地震时的断错量；S 是断裂的长期滑动速率。将上式推广可以得到沿整条断层带的大震复发周期 R_t,

$$R_t = D \cdot L / (S \cdot L_t)$$

式中，L 为伴随一次大地震所产生的地震破裂带长度，L_t 为断层发震段的总长度。

表 7.2.8　发震断裂或发震断裂带最大震级估算方法

方　法	作　者	估 算 公 式
1.破裂长度 L–M	Slemmons, 1982	$M_S=0.809+1.341\lg L$ （正断层） $M_S=2.021+1.142\lg L$ （逆断层） $M_S=1.404+1.169\lg L$ （走滑断层）
	陈达生, 1984	$M_S=6.4304+0.6656\lg L$ （中国西部） $M_S=6.6362+o.565\lg L$ （中国东部） $M_S=6.7174+0.4815\lg L$ （中国台湾）
	蒋溥、戴丽思，1986	$\lg L=0.5623M-2.25$ （余震长度）
	松田	$\lg L=0.6M-2.9$
2.破裂面积 A–M	Wyss, 1979	$M_S=4.15+\lg A$
	蒋溥、戴丽思，1986	$\lg A=1.089M-4.82$ （余震面积）
3.断层位移 D_{max}–M	Slemmons, 1982	$M_S=6.668+0.75\lg D_{max}$ （正断层） $M_S=6.793+1.306\lg D_{max}$ （逆断层） $M_S=6.974+0.804\lg D_{max}$ （正逆走滑断层）
	松田	$\lg D_{max}=0.6M+4.0$
4.地震矩　M_w	Brune, 1968; Kanamori, 1977	$M_w=(2/3)\lg M_0-10.7$ $M_0=(3\times\exp 11)A\times D$ A——断层面积，D——断层位移
5.破裂长度 l 和位移 u–M	叶文华，1986	$M_S=\lg l+\lg u+C$ 云南　$C=3.74$，　苏联　$C=3.92$ 鲜水河　$C=3.51$
6.滑移速率 S–M	Woodward–Clyde, 1979；1981	$M_S=7.223+1.263\lg S$　走滑
7.分数断层长度法	Allbee 和 Smith, 1966	破裂长度＝1／5—1／2(断层总长度)
	Slemmons, 1981	大陆走滑、分叉断层 破裂长度＝(15.76+0.012)×％(断层总长度) 相关系数　$R=0.69$ 标 准 差　$Sy.x=4.81$
8.分割法	Herd, 1987	(1)断层——发震分段 (2)每段 50％ 为地震断层(地表破裂)
9.古地震法		
10.总断层长度　L_t	Slemmons, 1981	$M>6$　$L_t=280$—1300km; $l=40$—435km 历史地震 6.7—$8\frac{1}{4}$ $M=6.618+0.0012L_t$ $R=0.897$, $\sigma=0.221$
11.最大历史地震法		(1)极值法 Gumbel, (1958)极值分布 (2)地震活动性指数 A　$\lg A=2.84+0.21(K_{max})$ (3)震级-频度关系 $M=(a-\lg N)/b$ (4)Benioff 曲线 (5)地震矩率曲线

以上两个公式是计算强震在原地及沿整条断层带重复周期的基本关系式，其成立的前提条件是断层的重复错动只表现为一定强度的地震的重复发生。即所有的构造能量都以一定震级的地震来释放，不考虑断裂的活动蠕变成分。实际情况是复杂的，当考虑断层的蠕动效应时可改为：

$$R_x=D/（S-C）$$

$$R_t=DL/（S-C）L_t$$

式中，C 为断层的长期蠕滑率。

这一表达式对走滑和倾滑型断裂均适用，但应用时最大位移和滑移速率（包括蠕滑速率）应对应于同滑动类型。

(2)根据地震矩率求得

断层地震矩率可以表达为(Molnar, 1979):

$$\dot{M}_0=\mu A\dot{u}$$

它和断层带上大震复发周期的关系可以写为：

$$T(M_0)=[(M_0^{\max})^{1-\beta'}M_0^{\beta'}]/(1-\beta')\dot{M}_0$$

式中，T（M_0）表示该断裂 M_0 时地震复发周期；$M_0^{\max}$ 是断裂带对应于上限震级地震矩，可由下式求得（Kanamori, 1977, 1988）：

$$M=0.66\ \lg M_0-10.7$$

β'为统计常数，其近似值为 0.67；μ 为介质刚度系数；A 为断层面积；$\dot{u}$为断层平均滑移速率。

7.2.7 地震断层分类和定名

1. 地震断层的分类

地震断层分类与地质学上的断层分类相同。在地质学上虽存在有多种复杂的断层分类，但是，以断层两盘块体的相对运动和断层的几何形态为基础的划分较为普遍。因为，这种分类既考虑到断层的力学成因，又考虑到断层的实际状态。

(1)根据侧伏角大小划分断层滑动类型

断层面上块体可能出现的相对运动方向实际上是块体运动最大错距的可能方向，其出地点（在吴氏网上）的投影即为节面上力轴出地点在吴氏网上的投影，一般在节面上用 X 和 Y 来表示（图 7.2.2）。我们将此矢量与断层面走向（节面走向）之间夹角 α 定义为侧伏角。侧伏角大小变化能反映断层两盘块体的位移效应，即能反映断层滑动时水平位移和垂直位移之间的相对比例变化（图 7.2.3）。从图 7.2.3 中可以看出，当侧伏角为 0°时，垂直位移为 0，断层两盘块体为纯水平运动；当侧伏角为 90°时，水平位移为 0，断层两盘块体为纯倾向滑动；当侧伏角为 45°时，垂直位移等于水平位移，断层两盘块体斜向滑动。因此，从运动形式来说，以侧伏角 45°为界，断层两盘块体的位移效应将起明显的变化，侧伏角大于 45°度时以垂直运动为主，相反，当侧伏角小于 45°时以水平运动为主。

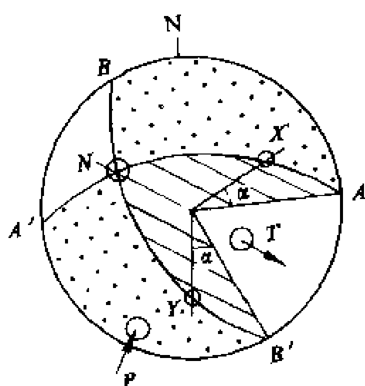


图 7.2.2 图解震源区的运动参数图
AA'、BB'为断裂面投影；N、P 和 T 分别为断层中间、最大和最小主应力轴投影；X 和 Y 为断面两盘块体相对运动方向投影；α 为侧伏角

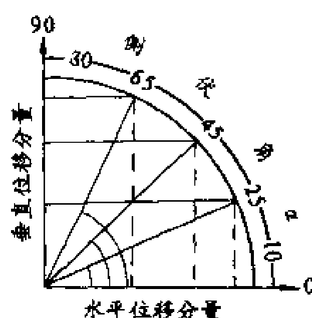


图 7.2.3 不同断层侧伏角所引起水平位移、垂直位移效应示意图

因此，我们以反映断层滑动时两盘块体相对运动时所构成的垂直运动分量与水平运动分量之间的比例关系，即侧伏角的大小，将断层划分为五种滑动类型（表 7.2.9，图 7.2.4）。

表 7.2.9 地震断层滑动类型分类表

滑动类型	侧伏角 α	位移分量效应
走滑型	<10°	
近走滑型	10°<α<25°	水平位移>垂直位移
斜滑型	25°<α<65°	水平位移≈垂直位移
近倾滑型	65°<α<80°	水平位移<垂直位移
倾滑型	>80°	

(2)据块体相对运动划分断层形式

对不同滑动类型断层以断层面两盘块体相对运动方式方向将断层分为正、逆和左旋、右旋四种基本形式。对于倾滑型、近倾滑型和斜滑型断层考虑逆向和正向两种运动，对走滑型和近走滑型及斜滑型考虑其旋性而分为右旋和左旋两种形式。从应力作用特点上看，进行这种运动形式的划分是基于如下两点认识：

第一，对于以倾滑型为主的断层；由于主应力作用的方式和其相互间空间位置变化将导致断层两盘块体具有不同的运动形式。例如，当中等主应力轴水平或近于水平，且两个节面的倾角都小于 90°时，如果主压应力轴的仰角大于主张应力轴仰角，则构成正倾向滑动，即断裂为正断层。相反，若最大张应力轴的仰角大于最大压应力轴仰角，则构成逆倾向滑动，即断裂为逆断层。因此，正、逆两种形式的运动反映了主应力作用的关系，在

吴氏网上反映了主应轴的空间位置的变化（图 7.2.4)。

第二，对于走滑型和近走滑型断层而言，两盘块体相对运动的方向实际上反映引起断层的主应力的方向，这对于由断层的旋性特点来推演该区域的构造应力场，推演形成断层时的初始构造应力状态是十分有意义的。而且，在我国某些地区一定方向的地震断层的旋性特征有其相对稳定的区域特点，例如，在华北地区，北东向地震断层以右旋占优势，北西向断层以左旋占优势。这反映了华北地区近东西向压应力作用的特点。

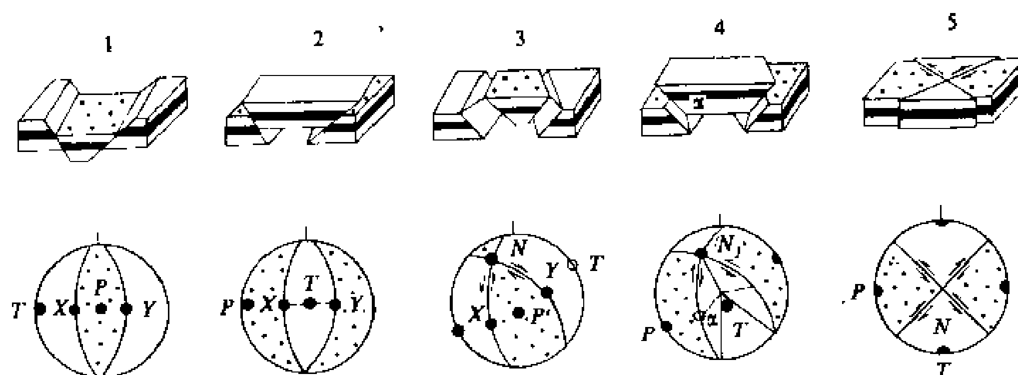


图 7.2.4　典型地震断裂类型及其在吴氏网上半球投影

1. 正断层；2. 逆断层；3. 正斜断层；4. 逆斜断裂；5. 走滑断层；黑圈表示构造主应力轴出地点投影；点影区表示(向源)压应力区；空白区为(离源)张应力；虚线表示断层面上力轴矢量；α 为侧伏角；箭头表示断块相对运动方向

(3)据倾角陡缓划分断层种类

以断层的倾角陡缓将断层分为三个种类，其具体划分标准如下：陡倾角断层，断层面倾角 θ 大于 65°；中倾角断层，断层面倾角 θ 介于 25—65°之间；缓倾角断层，断层面倾角 θ 小于 25°。

据上述三个地震断层划分的原则，在图 7.2.5 中列举了一些典型的实例。它们代表了五种基本断层滑动类型、四种块体相对运动形式和不同倾角种类的地震断层。

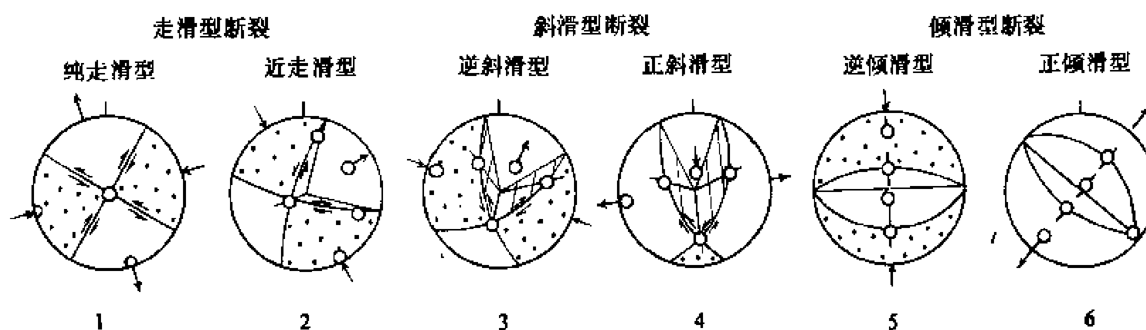


图 7.2.5　我国几个典型地震断层滑动类型和断层两盘块体相对运动图

1. 1976年7月28日河北唐山7.8级地震；2. 1976年5月29日云南龙陵7.5级地震；3. 1935年9月4日台湾兰屿西北$7\frac{1}{4}$级地震；4. 1966 年 3 月 6 日西藏噶尔 6.6 级地震；5. 1965 年 11 月 13 日新疆乌鲁齐 6.6 级地震；6. 1979 年 8 月 25 日内蒙五原 6.0 级地震

表 7.2.10　地震断裂细分类名称一览表

类型	走滑型						近走滑型					
侧伏角	<10°						10—25°					
断裂倾角	<25°		25—65°		>65°		<25°		25—65°		>65°	
块体相对运动	右旋	左旋	右旋	左旋	右旋	左旋	右旋	左旋	右旋	左旋	右旋	左旋
断裂名称	缓走滑断裂		走滑断裂		陡走滑断裂		缓近走滑断裂		近走滑断裂		陡近走滑断裂	
序号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

类型	斜滑型											
侧伏角	26—65°											
断裂倾角	<25°		25—65°		>65°		<25°		25—65°		>65°	
块体相对运动	右旋	左旋	右旋	左旋	右旋	左旋	右旋	左旋	右旋	左旋	右旋	左旋
断裂名称	逆掩斜断裂		逆斜断裂		逆冲斜断裂		缓正斜断裂		正斜断裂		陡正斜断裂	
序号	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24

类型	近倾滑型						倾滑型					
侧伏角	66—80°						>80°					
断裂倾角	<25°		25—65°		>65°		<25°		25—65°		>65°	
块体相对运动	正	逆	正	逆	正	逆	正	逆	正	逆	正	逆
断裂名称	陡正斜断裂	缓近正断裂	近逆掩断裂	近正断裂	近逆断裂	陡近正断裂	近逆冲断裂	缓正断裂	正断裂	逆断裂	陡正断裂	逆冲断裂
序号	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36

表 7.1.11　地震断裂略分类名称一览表

类型	走滑型						斜滑型					
侧伏角	<25°						25—65°					
断裂倾角	<25°		25—65°		>65°		<25°				25—65°	
块体相对运动	右旋	左旋	右旋	左旋	右旋	左旋	右旋	左旋	右旋	左旋	右旋	左旋
断裂名称	缓走滑断裂		走滑断裂		陡走滑断裂		缓正斜断裂		逆掩斜断裂		正斜断裂	
序号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

类型	斜滑型						倾滑型					
侧伏角	25—65°						>65°					
断裂倾角	25—65°		>65°				<25°		25—65°		>65°	
块体相对运动	右旋	左旋	右旋	左旋	右旋	左旋	正	逆	正	逆	正	逆
断裂名称	逆斜断裂		陡正斜断裂		逆冲斜断裂		缓正断裂	逆掩断裂	正断裂	逆断裂	陡正断裂	逆冲断裂
序号	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24

2. 地震断层的命名

对于一个实际断层来说，其命名往往较断层的分类复杂得多，很难以单一分类进行地震断层的命名。我们以能反映实际断层的基本性状和尽可能做到分类与命名一致，并注意使用习惯为原则，根据：①断层的滑动类型；②块体相对运动；③断层倾角大小等三个基本要素，进行联合命名，分为五种断层滑动类型的 36 种断裂（表 7.2.10）。当然，在震源机制资料精度受到限制的条件下，可以采用较为简化的三分法分类，将侧伏角小于 25°、以走滑型和近滑型为主的断层归并为走滑型；将侧角大于 65°、以倾滑型和近倾滑型为主的断层归并为倾滑型。这样共分三种滑动类型 24 种断层名称（表 7.2.11）。这两种划分方法的基本出发点一致，但前者更适合于对断层的详细研究。

7.2.8 断层地表断错危险性评价

1. 初步判别

以宏观经验为基础，应用大小不同地震位错量的经验关系式进行初步估算。经验关系式为：

$$M=a+b\lg F$$

式中，F 为实际地震时观测到位错值，其中包括破裂长度 L、水平位移 D_1、垂直位移 D_2、斜位移 D。表 7.2.12 列出由中国、美国、日本等地震地表位错资料而得到的经验回

表 7.2.12 位错回归参数表 $M=a+b\lg F$

地区	a	b	σ	r	F 单位
中国	6.15	0.58	0.50	0.47	cm
	6.04	0.64	0.48	0.52	cm
	6.88	0.32	0.52	0.31	cm
	6.70	0.46	0.44	0.53	km
	6.20	0.33	0.47	0.59	km·cm
	6.16	0.34	0.46	0.61	km·cm
	6.56	0.26	0.46	0.54	km·cm
美国	5.04	1.00	0.48	0.59	cm
	6.34	0.48	0.58	0.22	cm
	5.85	0.73	0.49	0.57	cm
	6.27	0.76	0.45	0.70	km
	5.36	0.56	0.41	0.72	km·cm
	5.46	0.55	0.47	0.62	km·cm
	5.69	0.50	0.42	0.72	km·cm
日本	3.64	1.49	0.35	0.93	cm
	3.95	1.40	0.32	0.9	cm
	5.16	0.98	0.54	0.78	cm
	5.23	1.04	0.54	0.64	km
	3.02	0.94	0.26	0.96	km·cm
	3.47	0.87	0.31	0.91	km·cm
	3.68	0.87	0.28	0.95	km·cm

归系数，表中 r 为相关系数，σ 为标准方差。为了对比，将 Slemmons1977 年所得结果列于表 7.2.13、7.2.14。根据场地特点，先通过有关经验公式进行初估，即初步判断场地位错出现可能性、位错大小，若无可能，无需再进一步判别。在基本确定可能条件下，应用

概率法进行场地位错的危险性估计。

表 7.2.13　震级–位移方程系数表 (Slemmons, 1977)

$M=a+b\ln D$

地　区	资料数	a	b	σ	r
北　美	24	6.74	0.995	0.595	0.840
除北美	51	6.821	1.120	0.549	0.643
世界范围	75	6.750	1.197	0.541	0.791
A.正断层	20	6.827	1.050	0.449	0.777
B.逆断层	11	7.002	0.986	0.469	0.744
C.正斜滑	8	6.750	1.260	0.395	0.672
D.逆斜滑	6	6.917	0.150	0.421	−0.063
E.走滑	30	6.717	1.214	0.639	0.864
A+C	28	6.757	1.226	0.431	0.774
B+D	17	6.846	1.023	0.506	0.674
C+D+E	44	6.705	1.206	0.586	0.794
C+D	14	6.692	1.165	0.451	0.568
B+E	41	6.767	1.200	0.606	0.811
A+C+E	58	6.737	1.221	0.549	0.806
B+E+D	47	6.742	1.188	0.597	0.795

表 7.2.14　震级–长度方程系数表 (Slemmons, 1977)

$M=a+b\ln L$

地　区	资料数	a	b	σ	r
北　美	26	−0.146	1.504	0.628	0.815
除北美	49	2.971	0.920	0.500	0.680
世界范围	75	1.606	1.182	0.603	0.724
A.正断层	18	1.845	1.151	0.521	0.575
B.逆断层	9	4.145	0.717	0.167	0.932
C.正斜滑	10	3.117	0.913	0.457	0.604
D.逆斜滑	7	4.398	0.568	0.340	0.522
E.走滑	31	0.599	1.351	0.694	0.775
A+C	28	2.042	1.121	0.490	0.666
B+D	16	3.355	0.847	0.320	0.833
C+D+E	48	1.149	1.262	0.650	0.737
C+D	17	2.992	0.918	0.437	0.625
B+E	40	1.42	1.277	0.664	0.773
A+C+E	59	1.204	1.260	0.639	0.724
B+E+D	47	1.357	1.217	0.638	0.758

2. 场地断错危险性概率估计

在以宏观震害经验为基础的场地断错初步判别认为，有可能出现地表断错条件下，可以应用场地断错危险性的概率模型进一步估计地表断错的危险性。断层地表断错危险性的定义为断层上某一点在我们感兴趣的时间内最大断错超过某一规定值的概率。一般常用的概率分析方法和场地地震危险性分析方法相同，假定断层上地震发生符合震级指数分布的

泊松过程，地震是作为随机发生的独立事件。

建立断错危险性概率模型需要三个断错参数：断错长度 L，断错位移 D 和断错半径 R。对于给定震级、位置的地震，断层上某一点大于规定值概率由三个关联的概率所组成。第一个是地表发生断错事件的概率(E_s)；第二个是地表断错在场地扩展多远的概率(E_1)；第三个是断错位移超过规定值的概率(E_d)。这三个关联概率表达式为(Campbell, 1984)：

$$P(D>d|M,x)=P(E_d\cap E_1\cap E_s) \tag{7.2.1}$$

式中，M 为震级；x 为沿断层线从破裂中点到场地距离。应用条件概率理论，上式可简化为：

$$P(D>d|M,x)=P(E_d|E_1\cap E_s)\cdot P(E_1\cap E_s)=$$
$$P(E_d|E_1\cap E_s)\cdot P(E_1|E_s)\cdot P(E_s) \tag{7.2.2}$$

断错半径 R 和震级之间的经验关系可以写成：

$$\ln R=A_R+B_R M \tag{7.2.3}$$

因为，此表达式具不确定性，可考虑将 R 视为一个随机变量，并假定 R 是对数正态分布并具有 $\ln R$ 中值和标准差 σ_R（在 $\ln R$ 轴上）。则 R 大于 ω（事件 E_s）的概率表达式为：

$$P(E_s)=P(R>\omega)=\varphi^*\left(\frac{\ln R-\ln W}{\sigma_R}\right)=\varphi^*(Z_R) \tag{7.2.4}$$

式中，$\varphi^*(Z_R)$表示标准变量 Z_R 的互补标准正态累积分布函数$[1-\varphi(Z_R)]$。

已知地表断错发生，假定其长度沿断层线两个方向分布（双侧破裂），破裂始发点到场地距离为 x，则 $L>2x$，L 下式给出：

$$\ln L=A_L+B_L M \tag{7.2.5}$$

根据上式同样考虑，事件 E_1 发生（已知事件 E_r）的概率为：

$$P(E_1|E_r)=P(L>2x)=\varphi^*\left(\frac{\ln L-\ln 2x}{\sigma_L}\right)=\varphi^*(Z_L) \tag{7.2.6}$$

已知地表断错发生，断错到达场地引起位移的表达式一般写成：

$$\ln D=A_D+B_D M \tag{7.2.7}$$

同样，位错超过某一给定值 d 的概率为：

$$P(E_d|E_1\cap E_s)=P(D>d)=\varphi^*\left(\frac{\ln D-\ln d}{\sigma_D}\right)=\varphi^*(Z_0) \tag{7.2.8}$$

将上述各式写成断层某一点地表位移的危险性表达式为：

$$P(0>d|M,x)=\varphi^*(Z_D)\cdot\varphi^*(Z_L)\cdot\varphi^*(Z_R) \tag{7.2.9}$$

图 7.2.6 是以 Cornell 模型为基础进行新西兰某城市的场地位错估计的结果。

3. 地表断错分布宽度

地表断层在地表展布常具有雁列、平行、共轭和不规则等形式，它们可以分布在一个

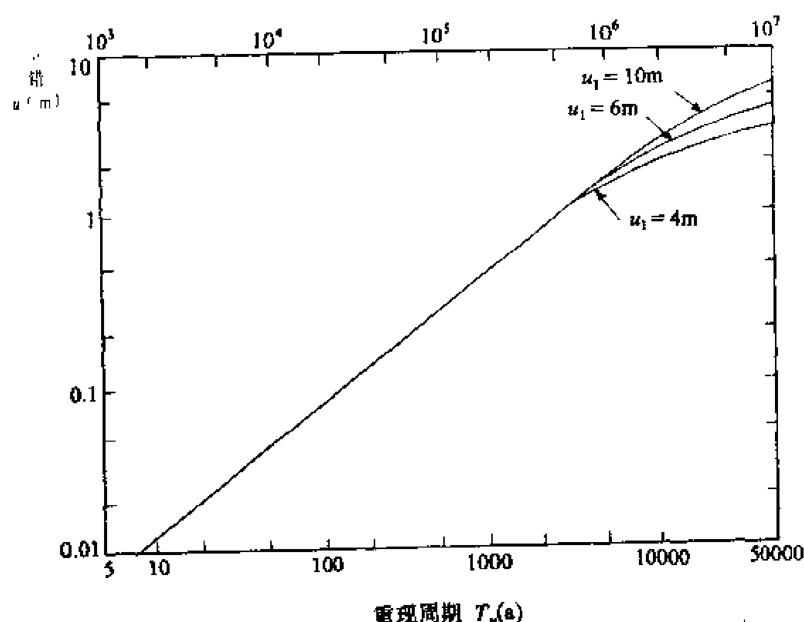


图 7.2.6　场地位错危险性估计实例

相当宽阔的条带范围内，除了有一个相对位移大、延伸长的主地震断层外，在主断层附近也常常产生一些位移幅度相对较小、延伸长度相对短的分支断层或次级断层带。

根据北美地区地表断层调查，不同类型地震断层可出现不同宽度的地震断层带。走滑型断层基本上沿原有断层迹线出现，或在较小的宽度范围内移动；逆冲断层在地表的偏移较大，主断层线不大规则，次级断层主要分布在其上盘，分布宽度一般是较大的。正断层除有一主地震断层带外，在其上盘的宽度范围内一般均发育众多的次级地震断层。就目前资料来看，发震断层地表宽度规律尚难作出明确规定，表 7.2.15 可以代表国外资料一般情况。

表 7.2.15　不同类型地震断层分布宽度

地震断层带	由主断层中线至各断层带外缘的宽度 (m)	
	走滑型断层	其它类型断层
主断层带（Ⅰ）	100	800—1000
分枝断层带（Ⅱ）	1400	2600
次生断层带（Ⅲ）	2900	12900—13700

* 据 Bonilla，1967。

我国地震断层是以走滑型为多，所产生的地震断层主要分布在原有发震断层带及其附近，相对来说，分布宽度较小。表 7.2.16 是我国几次地震断层的宽度情况。

表 7.2.16　我国地震断层分布宽度几个实例

地　震	M	断层类型	宽度情况
1931　富蕴	8.0	走　滑	最宽 4000m，一般数十米
1973　炉霍	7.9	走　滑	20—150m
1976　唐山	7.8	走　滑	雁列，宽 10 余米

根据以上资料，考虑到地震多属走滑型，且大幅度位错主要发生在主断层这一特点，根据不同工程采用避开发震断层的距离可考虑为：

(1) 对 $M=6$—6.9 的中强发震断层：特殊建筑物 100—1500m；重要建筑物 100—560m；一般建筑物 30—50m。

(2) 对 $M>7.0$ 强发震断层：特殊建筑物 1500—3000m；重要建筑物 1000—1500m；一般建筑物 100m。

(3) 对非发震的活断层：特殊建筑物 100—300m；重要建筑物 30—50m；一般建筑物 10—30m。

7.2.9 活断层工程对策

活断层、发震断层工程对策基本内容有三：防震（抗震）、防裂（抗裂）和防地基失效（抗失效），活断层、发震断层工程对策措施与建筑物的重要性和建筑物的安全等级有关。活断层、发震断层工程对策可以通过三个步骤来实现（图 7.2.7）。

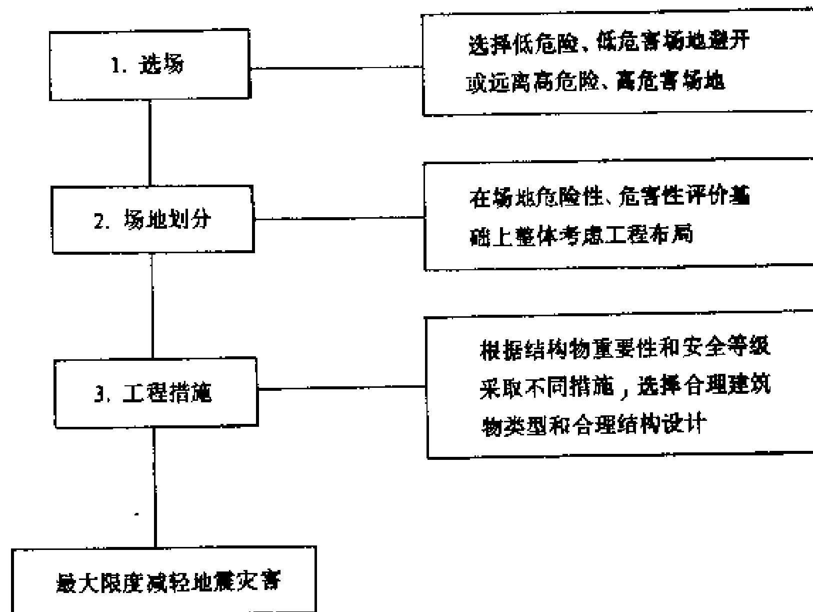


图 7.2.7 活断层、发震断层工程对策主要步骤框图

1. 选 场

在详细进行场地及其周围活断层、发震断层调查研究基础上，对几个相互比较的场地进行断层工程地震评价、对比。选择低危险性和低危害性的 C 级活断层和中发震断层场地，尽量避开或远离高危险性和高危害性 A 级活断层和强发震断层场地。

2. 区域划分

对选定的工程场地，根据活断层、发震断层的危险性和危害性评价结果进行合理规划或区域划分，对规划或区域划分场地，据其特点整体考虑工程场地的设施布置。对主体结构和重要结构，采用选场原则进行布置。

3. 措　施

根据工程重要性，选用已规划的场地，采取下列相应措施：

(1)四级对策措施(表 7.2.17)

Ⅰ级措施：全面三防对策，防震、防裂、防失效。要求建筑物在遭遇到 $M>6$ 级以上强震时，建筑物不倒、不裂、地基不失稳。建筑工程必须远离发震断层，保证有一级安全，生命财产要有绝对保障。代表性建筑物有原子能设施、核电站、超高水坝、剧毒气体设施等。

Ⅱ级措施：强震时建筑物不倒、不裂。避开发震断层一定距离，保证有一级和二级安全，生命财产有足够的保障。代表性建筑物有：重要工业与民用建筑，20 层以上超高层建筑，体型复杂的 14 层以上超高层建筑，对地基变形有特殊要求的建筑，单桩荷载在 4000kN 以上的建筑物等。

Ⅲ级措施：强震时建筑物不倒，有裂可修。避开发震断层适当距离，人员无伤亡，保证有二级安全。代表性建筑物有一般工业民用建筑。

Ⅳ级措施：强震时允许大部分或部分损坏，可以在发震断层附近选场兴建。代表性建筑物有工程次要建筑物。

表 7.2.17　活断层、发震断层工程对策措施分级表

建筑物类型	设防目标	建筑物安全等级		
		一级	二级	三级
甲　类	绝对安全	Ⅰ		
乙　类	足够安全		Ⅰ或Ⅱ	
丙　类	无人员伤亡	(措施级别)	Ⅱ或Ⅲ	
丁　类				Ⅲ或Ⅳ

(2)具体措施

①A 级活断层、强发震断层场地：不允许甲类结构和特殊结构，如核电、高水坝、剧毒气体等选作建筑场地；乙类建筑应作专门论证，采取处理措施，应估计 0.5 万年后活动；丙类建筑物应远离一定距离；丁类建筑可不予考虑。重要管道和生命线工程不得穿过 A 级活断层、发震断层，在无法避免时应采取相应措施。

②B 级活断层、中强发震断层场地：甲类建筑不宜选作场地，需要时要作专门论证，并采取相应防护措施；乙类建筑应避开 B 级活断层、中强发震断层一定距离；丙类建筑和丁类建筑可不作专门考虑；重要管道、生命线工程应采取适当措施，防止位错；对原子能结构、剧毒结构，可考虑 S_1（OBE、安全运行；SMHV、历史最大可能地震）。

③ C 级活断层、中发震断层场地：甲类建筑和特殊结构应避开一定距离；乙、丙、丁类建筑可不作专门考虑；核电设施、剧毒结构可考虑 3.5—5 万年活动 S_2（SSE，安全停堆；SMS，安全阈度）。

7.3　场地液化及其危害评价

地震引起可液化地层液化并导致场地地基失效，往往造成建筑物下陷（沉）、浮起、倾斜、开裂现象或构成建筑物难以修复的破坏，这已被多次国内外地震震害所证实。自从

1964年美国阿拉斯加地震($M=8.6$)和日本新潟地震($M=7.3$)由于饱和砂土地基失效造成大量建筑物破坏以来，饱和砂土地震液化问题普遍引起国内外地震工程界重视，并已成为土动力学研究的一个重要课题。我国自1967年邢台地震后，尤其是发生在我国东部地区的邢台大震($M=6.8$、72，1964)、海城地震($M=7.3$，1975)和唐山地震($M=7.8$，1976)，其液化范围之大为世界上少有。其中唐山地震液化范围达2.4万平方公里，严重地区达3000km^2（王钟琦，1985）。因此，对地震小区划而言，场地液化及其危险性评价是一个不可缺少的内容之一。

场地液化及其危害性评价要解决的主要问题包括：液化可能性或危险性，液化危害程度。前者要求回答场地是否存在液化地层，能否出现液化；后者要求估价液化后可能导致的危害程度。地震小区划研究场地液化和某一具体工程场地地基液化判别并不完全一样，它更多地着重于宏观的地质环境研究和评价，即液化的宏观效应。

7.3.1　场地"可液化地层"及其影响因素

非固结饱和土层在地震作用下，由于松散颗粒趋于震动压密，引起颗粒间的孔隙水压（水不可压缩）暂时显著增高，颗粒摩擦减小，直至趋于零。在这种情况下，颗粒结构遭到破坏，颗粒处于悬浮状态，土体完整性也随之消失而近于"液体"，这就是非固结饱水土层的液化现象。一旦液化现象出现，在一定条件下场地出现喷水冒砂，作为支持上部结构的地基基础可能失效而导致上部结构下沉、倾斜、开裂、滑塌、浮起，严重时可致倒塌等破坏。

什么样的地层会在地震作用下出现液化？这就涉及到可液化地层的定义问题。所谓可液化地层，实质上系指地震作用下能产生液化的土层。根据国内外液化地层分析，尤其是根据我国的地震液化资料，具下列特性指标的土类可认为是地震时可液化地层：粒径小于0.005mm、粘粒含量小于10%—15%；平均粒径(d_{50})变化在0.01—1.0mm之间；不均匀系数(μ_c)不大于10；相对密度(D_r)不大于75%;级配不连续的砂土，粒径小于1mm的颗粒含量大于40%;塑性指数(I_p)不大于10。其中，对于砂土类土层的液化问题，这是毫无疑义的。而对于粉土的液化问题，仅仅自1975年海城地震和1976年唐山地震以后，才日益受到工程界的重视。图7.3.1是海城、唐山地震粉土液化点粘粒含量在不同烈度时的变化情况。

可液化地层在某种程度上可以认为是个相对的概念，它仅仅告诉我们这些地层抗液化性能低。一个具体地层是否会出现液化，尚受到许多内在和外在条件的制约。归纳起来，影响松散土层液化的主要有如下一些因素，这些因素也是场地液化判断的基础。

1. 地质时代和地貌沉积环境

地质时代新老意味着地层沉积物的时间长短，较老地层经过长时间固结作用、多次震动或沉积间断时期的水化作用，土层除其密实程度大大增高外，还往往具有一定的胶结作用和一定的紧密结构。从地层性质上看，地质时代越新，孔隙比越大，而干容重也越小（图7.3.2）。因此，土层时代越老，抗液化性能相对较强。与此相反，地质时代越新，其抗液化性能越差。据唐山、海城、邢台地震液化分布地层时代资料（表7.3.1）可见，三个震区产生液化地层多为全新世地层，且多分布于故河道、河漫滩、湖沼洼地、近代海积平原及一部分一级阶地。处于高阶地(二级、三级阶地)等地貌单元内的晚更新世及其以前

的饱和砂土和粉土是不可能产生液化现象的(周锡元等，1990)。表 7.3.2 是不同地貌沉积单元不同烈度时出现的液化情况，在前第四纪山前洪冲积平原上尚未见到液化的震例。而晚第四纪地层中，液化情况更为突出。

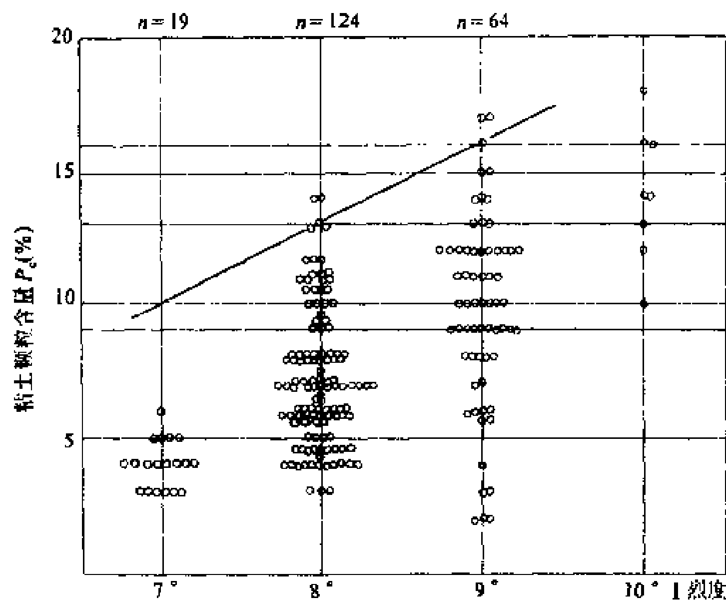


图 7.3.1 唐山、海城地震不同烈度时粘土含粒的影响（据董津成，1987）

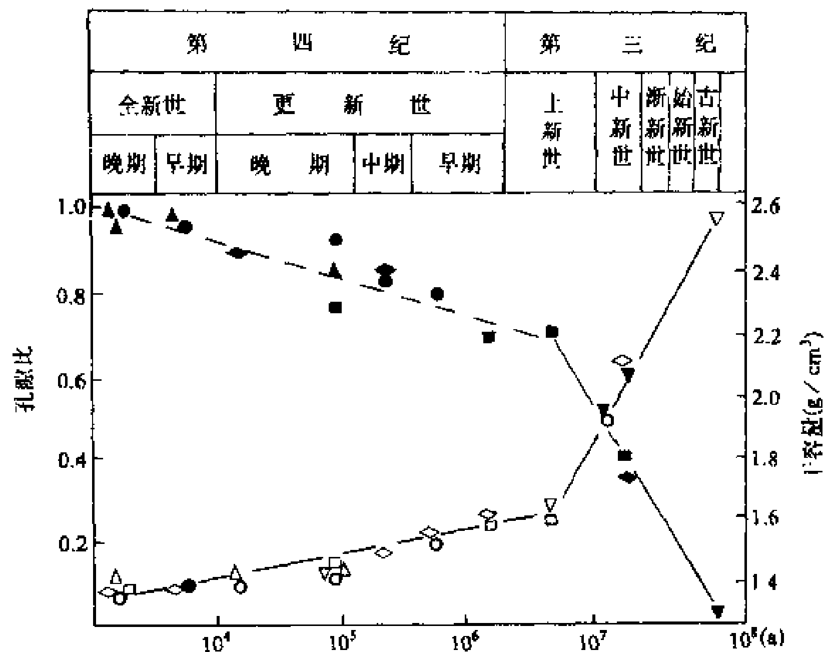


图 7.3.2 不同地质年代土性质图

表 7.3.1　几个震区液化地层地质特征表（据董津成，1987）

震　区	地 貌 单 元	地层时代	喷水冒砂分布特点
邢　台	河床，河漫滩， 近代的湖沼洼地， 故河道，牛轭湖	Q_4晚期 Q_4	条带状分布 片状分布 条带状分布
海　城	一级阶地，河漫滩， 牛轭湖，沙坝， 湖沼洼地， 近代冲积海积平原	Q_4晚期 Q_4	条带状分布 片状分布 片状分布
唐　山	一级阶地，河漫滩， 故河道， 湖洼地，冲积平原 冲、海积平原	Q_4晚期 Q_4	条带状分布 条带状分布 片状分布
和林格尔	河漫滩	Q_4	条带状分布

表 7.3.2　液化区地质地貌环境概况表

	地震裂度				液化地层 地质时代	地 貌 单 元
	Ⅶ	Ⅷ	Ⅸ	Ⅹ		
液化区液化情况	×	×	×	×	Q_3	山前冲积洪积平原
	✓	× ✓	× ✓		Q_4	洪冲积平原
	× ✓	× ✓ ✓	×		Q_4	冲积平原
	×				Q_4	冲海积平原
	✓	× ✓	✓	✓	Q_4	河流一级阶地
	✓ ✓	✓ ✓	✓	✓	Q_4晚期	冲积海积平原 河漫滩、故河道、湖沼洼地

×——非液化；✓——液化；空白表示无实例

2. 饱和砂土液化和标贯击数 N

N值与液化关系的频数表明，随着N值的不断增大，液化点频数逐渐减小，而非液化点频数逐渐增加（图 7.3.3）。地震烈度为Ⅸ度时，液化点饱和砂土N值均小于 40，大多数小于 30。地震烈度为Ⅷ度和Ⅶ度时，液化点饱和砂N值小于 20。因此，N值小于 30—40 的砂层可列入可液化地层。

3. 地下水位埋深

图 7.3.4 反映了唐山、海城两地震不同烈度区液化与非液化组砂土与粉土的实际地下水位。从图中可以看出，砂类土液化区水位最深为 4m，超过此深度后没有液化情况。对粉土，在Ⅶ—Ⅷ度区内地下水位分别为 1.5m，2.5m 和 6m，以下就不出现液化现象。

4. 非液化地层覆盖厚度

非液化地层覆盖厚度对可液化地层液化起着抑制作用。图 7.3.5 是覆盖层厚度不同时液化出现的频次。据唐山和海城地震经验，对于砂土而言，一般非液化粘性土覆盖厚度超

过 6m 时未发现有液化现象（这里包括可能液化组未产生喷水冒砂情况）。对于粉土，覆盖厚度在Ⅷ—Ⅸ度区内均为 7m，超过此厚度没有出现液化现象。

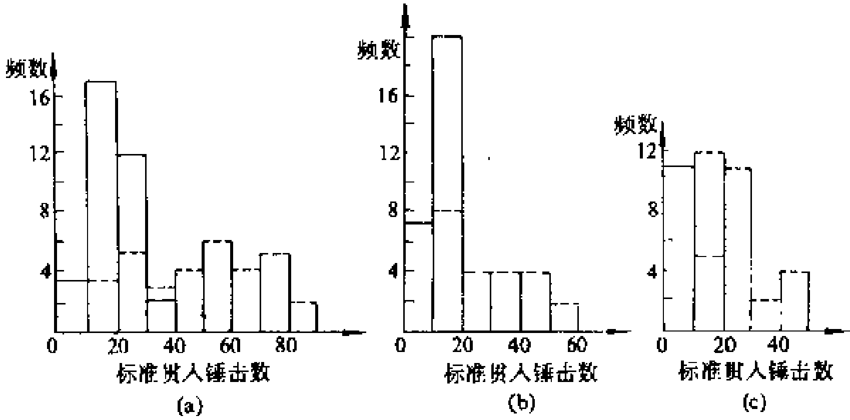


图 7.3.3 标准贯入锤击数 N 与液化频数关系

(a) Ⅸ度区；(b) Ⅷ度区；(c) Ⅶ度区；实线表示液化；虚线表示非液化

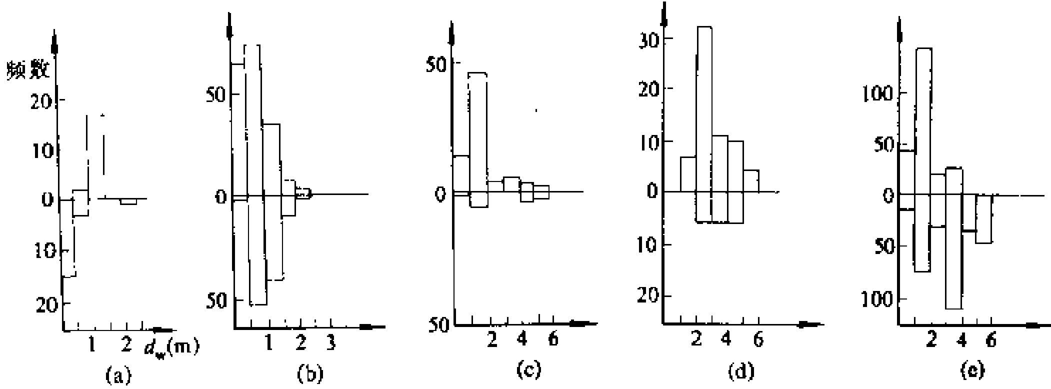


图 7.3.4 地下水位 d_w 对液化频度的影响（据董津成，1987）

0 线以上为液化点，以下为非液化点；(a)、(b)、(c)、(d)为粉土，

(a) Ⅶ度区，(b) Ⅷ度区，(c) Ⅸ度区，(d) Ⅹ度区，(e) 为砂类土，未分区

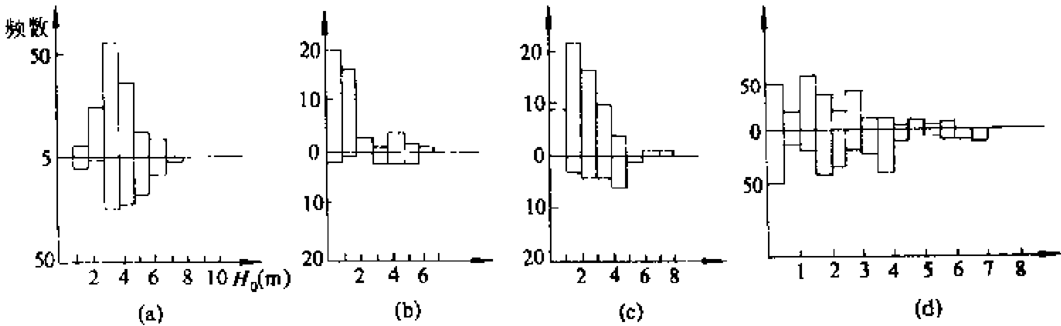


图 7.3.5 非液化覆盖层厚度 H_0 对液化的影响（据董津成，1987）

(a)、(b)、(c)为粉土；(a) Ⅷ度区；(b) Ⅸ度区；(c) Ⅹ度区；(d) 砂土类；0 线以上为液化点，以下为非液化点

5. 可液化地层厚度

这里以砂土为例考虑三个不同埋藏深度(Z)：1)$Z \leqslant 7$m；2)7m $< Z \leqslant 10$m；3)$Z > 10$m。结果（图 7.3.6）表明，随着饱和砂土厚度的增大，液化频数也相对地增大，而非液化频次也相应减小。

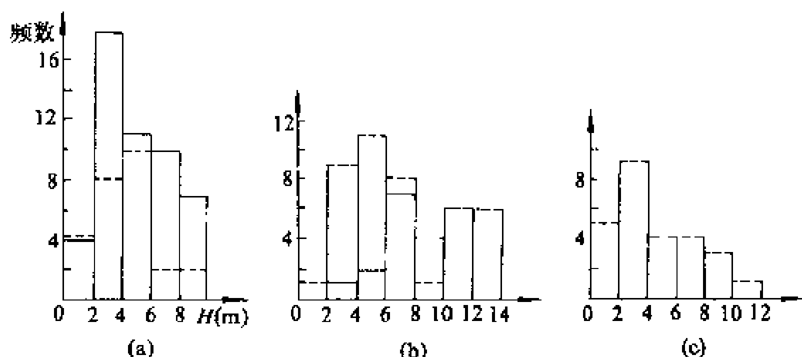


图 7.3.6 饱和砂层厚度 H 与液化频数关系

(a) 埋深<7m；(b) 埋深为 7—10m；(c) 埋深大于 10m；实线表示液化，虚线表示非液化

6. 地震因素

影响可液化土层液化的地震因素包括地震强度、地震作用时间。因为缺乏直接的强震记录，这里仅根据宏观资料加以概括。其基本情况是：根据大量宏观地震考察的结果，可以得到这样的结论，即地震强度越大、地震作用时间越长，越容易产生液化，一般在 $M \geqslant 6$ 时，或震中烈度 $I \geqslant$ Ⅶ度时，在饱水砂层或前面提到易液化层均有可能在一定深度以上出现液化。刘颖(1989)根据 1955 年以前近 900 年间历次地震的喷水冒砂资料，研究得出震级与最大震中距之间关系为：

$$D_{\max} = 0.82 \times 10^{0.862(M-5)}$$

式中，$D_{\max}$ 为液化最大震中距(km)；M 为震级。但是，在较长时间作用下，特别对 $M > 7$ 的大震在远离震中区，也会在满足前面两个条件下，在低烈度区（Ⅴ—Ⅵ度区）出现地面液化，不过这种液化规模和危害不大。邢台地震和海城地震均有类似的情况。

7.3.2 可液化地层的液化判别

一个场地存在可液化地层，仅仅说明了在地质作用下出现液化的必要条件，但不一定出现液化。因此，在场地液化危险性评价时，有必要根据可液化地层的具体情况判别其液化产生的充分条件，这就是所谓液化判别。

场地土层液化判别可分为两步进行，先“初判”，后“详判”。“初判”是以宏观效应为基础的定性判别，可液化地层液化初步判别的根据是直接震害经验和影响液化的宏观地质因素。地层液化历史往往是该场地液化再现的基础，地层的地质时代、地貌单元、地下水位深度、上覆非液化土层厚度等则是场地可能液化类比的基础。对一个具体场地来说，凡经初步判别为不液化或不考虑液化影响的场地，则可不进行液化可能性“详判”，从而可以节省大量的勘探和试验工作。“详判”则是在“初判”有可能液化条件下，以试验和计算为主的

定量或半定量判别，从而进一步满足抗震设计的需要。

1. 可液化地层液化的初步判别

(1)液化历史分析：以往研究表明，地震灾害往往具重复性的特点，即一个地区或地段在一次强震作用下出现的震害，常会在其它一些强震作用下重复出现。以砂土液化为例，我国黄河口平原在 1668 年郯城-莒县 $M=8\frac{1}{2}$级地震、1888 年 $M=7\frac{1}{2}$级渤海地震、1969 年渤海 7.4 级地震以及 1976 年唐山 7.8 级地震等几次大震中，都重复出现了砂土液化现象，造成了很大危害。现场调查分析显示，强震可能使松散层变密，也可使密实砂层变松。实际的情况往往是，砂层常常是不均匀的，相邻层的密度也各有不同，在强震作用下，液化的砂层中被挤出的孔隙水排向相邻地层，并渗入其中而导致其结构变松，而原来液化地层则变密实，在下一次地震时，可能出现相反的情况。因此，通过对场地及其附近地区内历次强震土层液化的分析，可以对未来强震时发生土层液化的潜在危险性进行初步判别。例如，辽河油田兴隆台地区位于 1975 年海城 7.3 地震大面积砂土液化地区内。该场地遭受到Ⅶ度的影响，场地遭受到中等（Ⅱ）震害。根据其在地震作用下的液化程度和特点，对未来相同地质条件下能否出现液化可以作一个初步判别。据研究（蒋溥等，1989），该场地 50 年，超载概率 $P=0.1$ 时，场地将会受到Ⅶ度地震作用，因而有可能出现与 1975 年海城地震时相类似的液化现象。

(2)场地地质环境及地层特性分析：根据上面关于土层液化影响因素的描述，在下述条件下可初判为土层不液化或工程不予考虑（董津成，1987）：

①晚更新世及其以前原生饱和砂土和轻亚砂土可初判为不液化。

②当场地基本烈度为Ⅶ、Ⅷ和Ⅸ度时，轻亚粘土的粘粒（粒径＜0.005mm）含量（规定粘粒含量系采用六偏磷酸钠作为分散剂进行测定或经过经验换算）分别不少于 10%，13%和 16%时，可初判为不液化。

③当上覆非液化土层厚度 H_0、地下水位 d_w 位于或超过图 7.3.7 界限时，对基础埋置深度较浅的天然地基建筑物可不考虑液化影响。上述参数的含义是，地下水位系指年平均最高水位；上覆非液化土层厚度 d_u 应扣除软土层厚度；基础埋置深度较浅指小于 2m。当大于 2m 时，d_u 应减去 2m 而后查图（国家机械委第六设计研究院，1987）。图 7.3.7 的界限值是据历次地震宏观资料单项指标统计的上限值而确定的（表 7.3.3）。

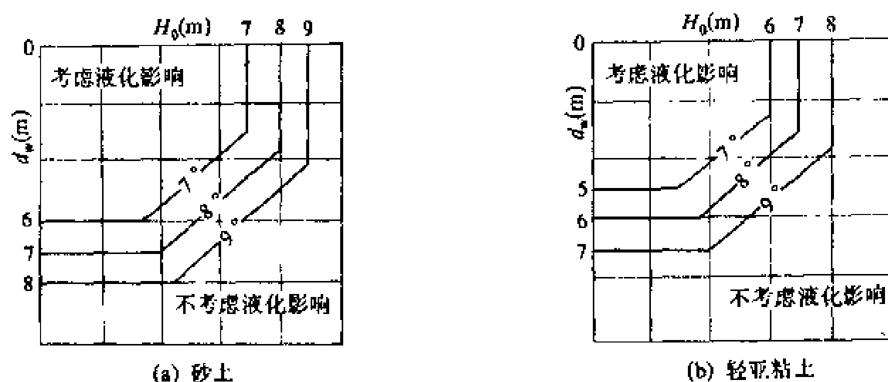


图 7.3.7 土层液化初判图（据董津成，1987）

表 7.3.3 d_w、d_u 宏观资料统计及取值(m)

土类	项目	Ⅶ度	Ⅷ度	Ⅸ度
砂土	d_w	6,(4),[6]	7,(4),[6]	8,(4),[6]
	d_u	7,(6),[7]	8,(6),[7]	9,(6),[7]
粉土	d_w	5,(1.5),[2.5]	6,(2.5),[2.5]	7,(6),[6]
	d_u	6,	7,(7),[8]	8,(7),[6]

表中，圆括号内是液化场地统计上限值；方括号内是非液化现场的统计上限值；未带括号是新规范拟取值。

④对于地震烈度小于Ⅵ度区，原则上不考虑液化问题，但对于 M 大于 7.5 级强烈地震，对于一些重要敏感建筑物应另作处理。

日本公路桥梁抗震设计规范(1980)液化初步判标准是，凡符合下列条件之一者，可判定为不易液化地层:

①在地面下 20m 或深于 20m 的土层;②地下水位在实际地面下深于 10m 土层;③平均粒径 d_{50} 小于 0.02mm 或大于 2mm 土层;④在洪积期或比洪积期更早期形成的土层。

2. 可液化土层的液化详判

在"初判"条件下认为地层可液化时，则应根据场地地质条件，对地层是否液化进行再判，即详判。其中包括采用相对定量的试验，以进一步判断可液化土层的液化问题，从而为工程对液化地层处理提供基础。

(1)规范判别公式（GBJ11-89,1989）

对地下 15m 深度范围内的饱和砂土或饱和粉土，据标贯实测锤击数（未经干长修正）小于下式确定的临界值时，应判为液化。

$$N_{cr} = N_0[0.9 + 0.1(d_s - d_w)]\sqrt{3/\rho_c}$$

式中，N_{cr}——饱和土液化临界标贯击数；N_0——饱和土液化判别的基准标贯击数；d_s——饱和土标贯点深度，即土的埋深（m）；d_w-地下水位深度（m）；ρ_c——饱和土粘粒含量百分率，当小于 3 或为砂土时采用 3。

考虑到在同一烈度条件下，远源地震和近源地震可能为不同震级大小地震所引起，一般情况是：震级愈大，震动持续时间越长，这样也越易引起可液化土层的震动液化。因此，N_0 的取值分为近源和远源两种情况，具体取值见表 7.3.4。

表 7.3.4 N_0 取值比较表

烈度	近、远源	78 规范 (1978)	GBJ11-89 (1989)	刘 颖 (1984)	董津成 (1984)
Ⅶ度	近源	6	6	6	
	远源	6	8	8	8—9
Ⅷ度	近源	10	10	10	
	远源	10	12	12	12—13
Ⅸ度		16	16	16—18	

(2)剪应变幅值法：Seed 和 Idriss(1971)将作用于可液化土体的地震动简化为 N 周的具有等剪应力振幅 τ 的简谐波，并取平均剪应力为：

$$\tau = 0.65\gamma \cdot h\gamma_d a_{\max} \tag{7.3.1}$$

式中，γ 为可液化土体容重；h 为可液化土体埋深；$\gamma \cdot h$ 为可液化土体总复盖压力；$a_{\max}$ 为地震动水平向最大加速度，单位 g(10m／s^2)；γ_d 为考虑可液化土体为非线性体时产生的深度折减系数，在地表 10m 内，γ_d 可以在 1.0（地表）到 0.9（地下 10m）之间变化，系数 0.65 是认为平均应力振幅为最大应力的 0.65 倍。循环次数 N 与地震动持续时间有关，主要决定于震级 M，可以近似地取如下值：$M=7.0$，$N=10$；$M=7.5$ 时，$N=20$；$M=8.0$ 时，$N=30$(Valera 和 Donovan，1977)。

根据室内试验，土体现场抗剪强度 τ_R 为：

$$\tau_R / \sigma'_v = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a}\right)_{D=50} \cdot C_r \frac{D_r}{50} \tag{7.3.2}$$

式中，σ'_v 为土体有效应力；σ_{dc} 为循环偏应力；σ_a 为原固结压应力；D_r 为以百分数表示的相对密度；C_r 为将室内结果用于现场的修正系数；D_r 为 0、20、40、60、80 和 90 时，C_r 分别为 0.55、0.55、0.55、0.69 和 0.74；$\sigma_{dc}/(2\sigma_a)$为 N 次循环应力下室内试件产生液化时的应力比，它是平均粒径 D_{50} 的函数。对比 τ 和 τ_R，若 $\tau>\tau_R$，则有液化的危险。

R.道勃里等(1979)将式 7.3.1 改为下式：

$$\gamma_e = 0.65\frac{a_{\max} \cdot \gamma_d \cdot \gamma}{G_{\max}(G/G_{\max})\gamma_e} \tag{7.3.3}$$

式中，$G_{\max}$ 为可液化土体最大剪模量；$(G/G_{\max})\gamma_e$ 为剪应变 γ_e 时，可液化土体剪切模量降低比。

R.道勃里等人根据 31 个地震场地已发生和未发生液化的分析，得出了图 7.3.8 中曲线，认为位于曲线上方的样点可判为液化，位于曲线下方的样点判为不液化。

(3)用模式识别方法对场地砂土液化进行预测：模式识别方法是利用场地液化和未液化的土层的物理性质、力学性质资料，经过数学处理，建立液化和非液化样本的分界面，并以此分界面对工程场地进行砂土液化判别和预测。苏联应用数学研究所和地球物理研究所联合开发的一系列模式识别算法之一的 Cora-3 算法，对场地砂土液化进行判别。

Cora-3 算法属于统计模式识别中依据一组特征投票的算法。计算分析时，应将实际地震时液化土层和非液化土层资料随机地分为设计集和检验集，设计集和检验集中每个样本应包括有关的因素，如研究深度、标贯锤击数、地下水埋深、上覆非液化土层厚度、可液化土层厚度、塑性指数、粘粒含量、平均粒径、不均匀系数等。用 Cora-3 算法对设计集进行学习，确定分类器，并用检验集进行分类、检验。一般至少有 83%的样本可以被正确认识，然后利用该分类器对可液化地层进行分类判别。

(4) 剪切波速法：可液化地层液化判别剪切波法可以从两方面进行。其一是利用剪切波速 V_S 与标准贯入 N 值之间的相关性，可以把以 N 为判据的液化判别式转换为以 V_S 为判据液化判别式。例如，应用关系式 $V_S=100N^{0.2}$（刘颖，1989），将其转换为和规划判别

式相一致形式：

$$V_{S,cr}=V_{S,0}\ [0.9+0.1(d_s-d_w)]\sqrt{\frac{3}{\rho}} \tag{7.3.4}$$

式中，$V_{S,cr}$ 为液化临界波速；$V_{S,0}$ 为基准波速。据上述公式，N_0 和 $V_{S,0}$ 的对应情况见表7.3.5。当 $V_S < V_{S,cr}$ 时，可判定其液化。

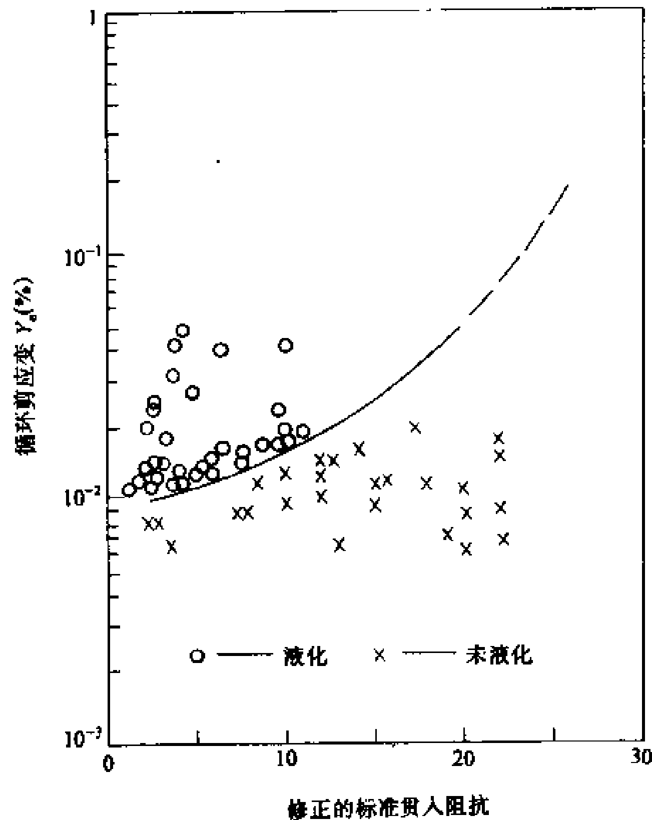


图 7.3.8 砂土液化动剪应变幅值判别结果图

表 7.3.5 对应表 7.3.4N_0 与 $V_{S,0}$ 关系表

N_0	6	8	10	12	16	18
$V_{S,0}$	145	150	100	165	175	180

其二，石兆吉（1986）由下式计算 $V_{S,cr}$：

$$V_{S,cr}=V_{S,0}(h_S-0.0133h_S^2)^{0.5} \tag{7.3.5}$$

$V_{S,0}$ 取值决定于地震烈度和土类，可按表 7.3.6 取值。同样，当 $V_S < V_{S,0}$ 时则判为液化。因为石兆吉公式是地下水位 3m 条件下得到的，因此，限于地下水位 2—4m 时使用为宜。

表 7.3.6 $V_{S,0}$ 取值表

土类 \ 烈度	Ⅶ	Ⅷ	Ⅸ
粉土	42	60	84
砂土	63	89	125

(5) 反应分析法：用地震反应分析法进行饱和土的液化判别，理论上比较严格，但手续较繁杂，适用于有代表性的重要地段和重大工程地基液化评价。据刘颖（1989）研究，从土动力学角度，反应分析法的基本原理，当饱和砂层受到外力时，砂与水共同承担和传递应力，并按下式分配：

$$\sigma=\sigma'+u \tag{7.3.6}$$

式中，σ 为外力引起的总应力；σ' 为砂骨架中产生的应力，称其为有效应力。u 为水所承受的压力，称为孔隙压力。在地震引起的剪力反复作用下，由于地震历时短暂和排水不畅。而饱和砂土体积保持不变，应力势必由砂骨架转移到水，即引起孔隙水压力。振动作用下孔隙水压包括由弹性变形引起的可恢复的波动孔隙水压力和由塑性变形引起的不可恢复的残余孔隙水压力。多次的循环振动导致残余孔隙水压力逐渐积累，有效应力相应降低。在平坦场地条件下，当出现有效应力 $\sigma'=0$，而孔隙水压力 u 等于总应力 σ 时，则出现所谓液化。根据这一基液化原理，可以从总应力、有效应力和孔隙水压力三种相互依存的量进行饱水砂层的液化判别。

① 总应力法。此法简单，在平坦场地条件下，由简单方法估算地震时土中剪应力对此砂土液化条件和场地单元水平面上的临界地震剪应力进行土单元液化判别。实验所得土的液化条件为：

$$\sigma_{dNL}=\sigma_{d1}N_L^{-S}K_c\sigma'_{1c} \tag{7.3.7}$$

式中，σ_{d1} 为 $\sigma'_{1c}=\sigma'_{3c}=\sigma'_{0c}=1\text{kPa}$ 和振动次数 $N_L=1$ 时，发生液化所需的偏应力(kPa)，σ'_{1c}，σ'_{3c}，σ'_{0c} 分别为固结最大、最小主应力及平均应力；S 为表征振动次数效应的常数，其取决于土类型和状态；$K_c=\sigma'_{1c}/\sigma'_{3c}$ 为固结比，$\sigma'_o=\frac{1}{3}(\sigma'_{1c}+2\sigma'_{3c})$，它代表震前土中的静应力状态；$\sigma_{dNL}$ 为振动 N_L 发生液化所需的动偏应力幅值(kPa)；N_L 为在给定的动偏应力作用下，发生液化所需的振次，反应了动应力的时程。

对平坦场地土单元面上临界地震剪应力 τ_{dNL} 为：

$$\frac{\tau_{dNL}}{\sigma'_v}=\frac{1+2K_0}{3}\left(\frac{\sigma_{d1}N_L^{-S}}{2}\right) \tag{7.3.8}$$

式中，σ'_v 为现场土单元水平面上的竖向有效应力（N/cm^2）；K_0 为静止土压力系数。

对倾斜地面或建筑地基中土单元水平面上的临界地震剪应力 τ_{dNL}：

$$\frac{\tau_{dNL}}{\sigma_v^{'}}=\frac{1+2K_0}{3}\left(\frac{\sigma_{d1}N_L^{-S}}{2}\right)\left(\frac{\sigma_v^{1}+\tau_0}{\sigma_v^{1}-\tau_0}\right) \tag{7.3.9}$$

式中，τ_0 为土单元水平面上的初始剪应力（N/cm^2）。若实际地震剪力超过计算的临界应力，则可认为该土单元在给定条件下会发生液化。

②有效应力法。此方法是据极限平衡理论建立的，适用于研究土体的抗震稳定性。

把土单元上的抗剪强度（τ_t）与在给定的条件下破坏面上实际的剪应力（$\bar{\tau}_t$）之比定义为该土单元的安全度(F)，即

$$F=\frac{\tau_t}{\bar{\tau}_t}=\frac{\sigma_f \mathrm{tg}\varphi^{'}}{\sigma_f \mathrm{tg}\bar{\varphi}}=\frac{\mathrm{tg}\varphi^{'}}{\mathrm{tg}\bar{\varphi}} \tag{7.3.10}$$

式中，$\varphi^{'}$为土的有效应力内摩擦角；$\bar{\varphi}$为土单元的剪阻力角。

土的剪阻角利用地震反应求得的最大、最小主应力 $\sigma_1^{'}$，$\sigma_3^{'}$(包括静主应力)根据下式进行计算：

$$\mathrm{tg}\bar{\varphi}=\frac{(\sigma_1^{'}-\sigma_3^{'})\cos\varphi^{'}}{(\sigma_1^{'}+\sigma_3^{'})-(\sigma_1^{'}-\sigma_3^{'})\sin\varphi^{'}} \tag{7.3.11}$$

根据安全度(F)值的大小，可能出现三种情况：

$F>1$，稳定可不液化；

$F=1$，极限平衡式初始液化；

$F<1$，不稳定或液化。

③ 孔隙水压力法。孔隙水压力是个标量，根据孔隙水压力发展的程度可以判定土单元的状态。这种方法要求掌握残余孔隙水压力的发展规律和不同发展阶段的限界孔隙水压力。

残余孔隙水压力的发展规律可用下式表达：

$$U^0=1-\exp\{-[K_d-(K_c-a_3)a_2]\ a_1N\} \tag{7.3.12}$$

式中，$U^0=U/\sigma_{3c}$ 为孔隙水压力比，$K_d=\sigma_{ad}/\sigma_{3c}$ 为动应力比；σ_{ad} 为动偏应力(kPa)；$K_c=\sigma_{1c}/\sigma_{3c}$ 为固结比；a_1，a_2，a_3 为常数，取决于土类型和状态；N 为振动次数。

动力失稳限界孔隙水压比：

$$\overline{U}_d^0=\frac{1}{2\sin\varphi^{'}}\ [(K_c+K_d)(\sin\varphi^{'}-1)+(\sin\varphi^{'}+1)] \tag{7.3.13}$$

令$P_1=U^0/\overline{U}_d^0$，若 $P_1<1$ 时为动力稳定；$P_1=1$ 时，动力极限平衡；$P_1>1$，动力失稳。

静力失稳限界孔隙水压比：

$$\overline{U}_c^0=\frac{1}{2\sin\varphi^{'}}\ [K_c(\sin\varphi^{'}-1)+(\sin\varphi^{'}+1)] \tag{7.3.14}$$

令$P_2=U^0/\overline{U}_c^0$，若 $P_2<1$ 时，动力失稳或静力稳定；$P_2=1$ 时，静力极限平衡；

$P_2>1$，静力失稳。

液化限界孔隙水压力比：

$$U_L^0=1$$

令$P_3=U^0/\overline{U}_L^0$，若 $P_3<1$ 时，静力失稳；$P_3=1$，出现液化。

因此，在地震作用下饱和砂土可能出现如下四种状态和后果：

Ⅰ.动力稳定，$P<1$，在动力作用下土单元仍保持有足够的强度储备，可出现对建筑无任何影响的变形。

Ⅱ.动力失稳或静力稳定，$P_1>1$ 或 $P_2<1$，在动力作用下土单元可能出现交替瞬间失稳。振动停止后，仍保持有一定的强度储备，但可能产生对建筑物有某些影响的较大变形。

Ⅲ.静力失稳，$P_2>1$ 或 $P_3<1$，即使振动停息后土体仍处于不稳定状态，继续变形，产生裂缝、沉陷、滑移，可能给建筑物或边坡带来较大损害。

Ⅳ.液化，$P_3=1$，土层可能产生液滑，土体产生大的变形，导致裂缝、沉陷、滑移，可能给建筑物带严重破坏。

7.3.3 液 化 指 数

液化判别只能判别地基中可液化土层在地震作用下是否液化，它实质上仅仅是对某一可液化土层液化的可能性或危险性的评价，但不能表征整个地基液化的危害程度，也不能说明可液化土层特性，如密度、颗粒组成、厚度、层位深度等对地基液化危害程度的影响。对于可液化地基的抗震设计，固然要判别可液化土层在地震作用下的液化可能，即存在液化的危险，但更为重要的是估计整个场地地基由于液化对结构危害程度和影响。因为，同样判定为液化的场地，其液化程度差异可能很大。如果仅把土层判为液化，而不管其环境条件和可能造成的危害程度如何（例如，位于判别分界线附近，可液化地层很薄，或其埋深很大时），无疑会就一律采取各项工程措施，如打桩、作深基础等，使设计费用大为提高。因此，液化强度的差别仅用“液化”、“非液化”这种“1”和“0”的方法表示显然是不够的。要使场地地基液化评价进入较为实用的阶段，为其设计、鉴定和加固处理提供一定依据，岩崎寺(1980)提出地震液化程度预测，并引进单元土体的液化安全系数和液化指数概念，进一步根据液化指数来相对定量地表达液化地层的危害程度。

液化指数 P_L 定义为：

$$P_L=\int_0^{20} F\cdot W(z)\mathrm{d}z \tag{7.3.15}$$

式中，

$$F=\begin{cases}1-F_L & \text{当 } F_L<1\\ 0 & F_L\geqslant 1\end{cases}$$

F_L 表示单元土体的液化安全系数，在不考虑超孔隙水压力渗透影响时，其定义为：

$$F_L=R/L \tag{7.3.16}$$

式中，R 是单元土体抗液化强度；L 是地震作用荷载；$W(z)$表示液化土层层位影响的权函数，可采用随深度倒三角或矩形来表示。前者是对浅层影响给出大的加权系数，因为浅层液化会给震害带来重大影响。据日本过去 100 年的资料，采用两种形状权函数得到的 P_L 值，倒三角形的稍大，但两者有很好的相关性。式中积分区间 0—20 反映了大部液化土层发生深度范围。

根据我国规范液化判别方法的具体情况，将液化指数定义改为如下形式（GBJ11−89）：

$$P_L = \sum_{i=1}^{n}(1-\frac{N_i}{N_{cri}})d_i W_i \tag{7.3.17}$$

当上式中$(1-\frac{N_i}{N_{cri}})$小于 0 时，取值为 0。其中，N_i 和 N_{cri} 分别为可液化地层中第 i 个标贯点实测临界标贯锤击数；n 为一个钻孔内标贯点总数，d_i 为第 i 个标贯点所代表的可液化土层厚度（m），一般采取与该标贯点相邻的上、下两个标贯点的深度差的一半；W_i 为 i 个土层中点深度处考虑单位厚度土层影响权函数 m^{-1} 的数值，m^{-1} 对液化土层有图 7.3.9 几种形式。但从使用及其效果上来看，图 7.3.9 中(d)似乎较好，因为：

①图形有利于正确反映可液化土层层位深度对液化沉降的影响。按照这一原则，直接位于基础底面及地基主要受力层范围的权应较大，因为震害表明，这些部位的液化土层对液化沉降最为危险。图 7.3.9a、b、c 的最大权位于地表，反而比基础底面的权大些，只有图形 d 在一般建筑的上述部位的权为最大，因而能反映层位深度对液化沉降的影响。

②取权函数图形面积作为 100，便于国际交流。图形 c 的这一面积为 75，故不理想。

③权函数值的插入计算简单，均为整数，而图中 b 和 c 的权函数当深度为整数时一般均为小数。

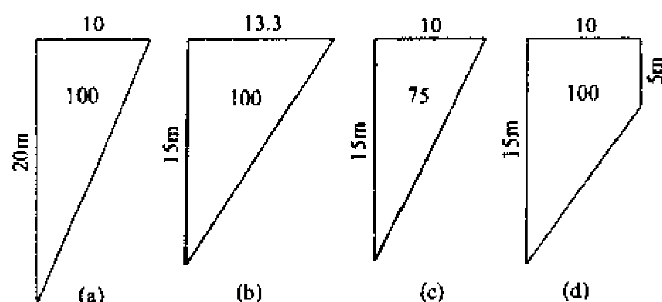


图 7.3.9　液化指数计算中常见的 4 种权函数图形

7.3.4　液化等级划分

据日本资料（岩崎敏男等，1980），非液化地点的 P_L 值都在 20 以下，其中，70%的 $P_L \leqslant 5$，相反，在液化地点，$P_L < 5$ 的不超过 20%，50%以上地点的 $P_L < 15$。且在 P_L 为大值时，由于液化引起建筑物破坏的程度也增大，为此，提出用 P_L 的大小来进行液化危

险性判别，其具体作法是：

$P_L=0$ 时，液化危险性相当低，一般不需要对液化进行详细调查。

$0<P_L\leqslant5$ 时：液化危险性低，进行特别重要建筑物设计时，要作较详细的调查。

$5<P_L\leqslant15$ 时：液化危险性大，对重要建筑物，必须做较详细的调查。一般要制定措施。

$P_L>15$ 时：液化危险性极大，液化的详细调查和措施是不可缺少的。

冶金部建筑研究总院(1985)应用 P_L 的公式计算了 50 个液化场地的液化指数，其结果表明，一般液化指数越大，场地喷冒情况和建筑的液化危害就越严重。根据对应的震害程度，按液化指数划分为轻微、中等、严重三个液化等级，如表 7.3.4 所列。GBJ11-89 亦采用这一等级划分。

表 7.3.4 地基液化（危害）等级

液化(危害)等级	液化指数 P_L	地面喷水冒砂情况	对建筑物危害程度
轻微	0—<5	地面无喷水冒砂，或仅在洼地、河边有零星冒砂点	液化危害性小，一般不至引起明显的震害
中等	5—15	喷水冒砂可能性很大，从轻微到严重均有，但多数属中等喷砂	液化危害性较大，可造成不均匀沉降，沉降量可达 200mm
严重	>15	一般喷水冒砂都很严重，地面变形很明显	液化危害性大，一般可产生大于 200mm 的不均匀沉降，高重心结构可能产生不容许的倾斜

7.3.5 关于液化危险性概率估计

有关地震动危险的概率估计方法在工程中应用已十分普遍，即所谓地震危险性分析。关于液化的地震危险性分析尚未在工程中普遍采用。随着地震引起液化深入的研究，为使场地地震液化评价和地震动预测及工程设计相一致，地震液化危险性分析将会逐步地得到深入和推广。地震液化危险性分析的目的和地震危险性分析目的的相类似。这主要是估计某一具体场地液化危险性的大小，一般用概率水平来表示。对此可借用地震危险性分析的原理。对于由震级 M 和距离 R 所表征的地震的场地液化概率 P_E（F_L）可以表示为：

$$P_E(F_L)=P(F_L|M,R)\cdot P(M,R) \tag{7.3.18}$$

式中，$P_E(F_L|M,R)$是发生 M 级地震时距离为 R 的场地液化概率；$P(M,R)$是地震发生及其影响的概率，这可以通过地震危险性分析来完成。为了估算$P_E(F_L|M,R)$，应对液化和非液化的现场进行综合分析，提出表达液化的相应经验公式。Davis 和 Berrill(1982)应用能量耗散原理建立砂土液化判别模型，结合 Cornell 经典地震危险性分析方法，完成

饱水砂土危险性的概率估计。其方法分为两部分：液化模型建立和地震液化概率分析。

1. 液化模型

一次 M 级地震发生时，其地震能可以写成：

$$E_0 = 10^{1.5M + 11.8} \tag{7.3.19}$$

对于球面扩散的波，最简单的能量衰减模型是与距离平方成反比的关系。令 r 表示到能量释放中心距离，则到达场地的地震波能可近似地写成：

$$E(r) = C_1 E_0 / r^2 \tag{7.3.20}$$

若 r 很大，可忽略场地本身的几何扩散。 $E(r)$ 是能量密度，其量纲为 kJ/m^3，而 C_1 为常数，其量纲为 m^{-1}。到达场地的能量密度 $E(r)$ 中一部分，将在场地中消耗掉，令其为 $\Delta E(r)$，假定

$$\Delta E(r) = \wedge(N,\sigma_0)E(r) \tag{7.3.21}$$

式中$\wedge$是耗散函数，取决于标贯值N和初始有效复盖应力σ_0，$\wedge$与$\sigma_0^{-\frac{1}{2}}$成正比，假定

$$\wedge = \lambda(N)\sigma_0^{-\frac{1}{2}}$$

最后设孔隙水压力的增量Δu是被耗散的能量密度的线性函数

$$\Delta u = C_2 \Delta E \tag{7.3.22}$$

式中，C_2 为常数。事实上，虽然预计 Δu 为 ΔE 的递增函数，它将是有上界的，而且为接近完全液化条件时，式 7.3.22 将越来越不准确。尽管如此，直到液化发生前，此表达式仍将近似地表示孔隙水压力与耗散的能量之间的关系，而对于我们的目的来说，对它的简单性比它在精确性方面的不足看得更为重要。综合式 7.3.19—7.3.22，则有：

$$\Delta u = \frac{C(N)}{r^2\sqrt{\sigma_0}} 10^{1.5M} \tag{7.3.23}$$

式中，$C(N)$由下式给出：

$$C(N) = C_1 C_2 \lambda(N) 10^{11.8} \tag{7.3.24}$$

式7.3.23可写成：

$$C(N) = r^2 \Delta u \sqrt{\sigma_0}\, 10^{-1.5M} \tag{7.3.25}$$

在水平地面上，没有外荷载时，引起液化条件是 $\Delta u = \sigma_0$。因此，对已知地震时，实际的 $C(N)$ 值超过

$$r^2 \sigma^{-3/2} 10^{-1.5M} \tag{7.3.26}$$

时就发生液化。相反，$C(N)$ 小于上值时不发生液化。这样启发我们对可能发生和可能未发生液化的实际情况绘制 $r^2 \sigma^{-2/3} 10^{-1.5M}$ 与 N 的关系图，对应于未液化点位于 $C(N)$ 线以上，其下对应于液化点。根据日本及美国资料，得到

$$C(N_1) = 450 N_1^{-2} \tag{7.3.27}$$

式中，$N_1=(0.77\lg\frac{2000}{\sigma_0})N$。上式量纲为$kN^{3/2}/m$。

把上式代入式7.3.23得：

$$\Delta u=\frac{450}{r^2N_1^2\sqrt{\sigma_0}}10^{1.5M} \tag{7.3.28}$$

式中，r 的单位为 m，σ_0 和 Δu 单位为 kPa。上式对实际资料检验，对发生液化误判为不液化的概率为 16.5%。根据震级和液化场地之间最大距离的经验关系式（$M\geqslant 6.0$）

$$\lg R=0.77M-0.6 \tag{7.3.29}$$

因为$\Delta u=\sigma_0$，表明完全液化，则完全液化场地的最大可能距离可以写成：

$$\lg r=0.75M-\frac{1}{2}\lg\frac{N_1^2\sigma^{-3/2}}{450} \tag{7.3.30}$$

2. 液化危险性概率模型

为简单起见，考虑一个长度为 L 的线性断层，不考虑震源深度影响，令 X 表示该断层上任一点到从场地所引的法线与断层交点的距离，那么，若地震发生在点 X，则该场地液化概率为：

$$P[\Delta u\geqslant\sigma_0|X=x]=\left[M\geqslant\frac{2}{3}\lg\left(\frac{r^2\sigma_0^{3/2}}{C(N_1)}\right)\right] \tag{7.3.31}$$

震源距r由下式给出：

$$r^2=X^2+d^2 \tag{7.3.32}$$

式中，d为场地到断层距离。

M大于给定震级m的地震，每年发生次数n为：

$$\lg n=\lg T-bm \tag{7.3.33}$$

式中，T表示正级地震年发生总数。由上式则有

$$P[M\geqslant m]=\frac{n}{T}=10^{-bm} \tag{7.3.34}$$

由式7.3.34代入7.3.31，给出

$$P[\Delta u\geqslant\sigma_0|X=x]=\left[\frac{r^2\sigma_0^{3/2}}{C(N_1)}\right]^{-\frac{2}{3b}}\mathrm{d}x \tag{7.3.35}$$

若对整个断层长度积分，得到液化的累积概率为

$$P[\Delta u\geqslant\sigma_0]=\frac{2}{L}\int_0^{L/2}\left[\frac{r^2\sigma_0^{-\frac{2}{3b}}}{C(N_1)}\right]\mathrm{d}x \tag{7.3.36}$$

这里假设地震沿断层长度发生概率是均等的。Cornell(1968)指出，只要断层长度比 d 大很多，此积分可以近似地写成：

$$P[\Delta u \geqslant \sigma_0] = \frac{2\pi}{L}\left[\frac{\sigma_0^{3/2}}{C(N_1)}\right]^{-2/3b} \cdot \frac{\Gamma(\gamma)}{(2d)^r\left[\Gamma\left(\frac{r+1}{2}\right)\right]^2} \tag{7.3.37}$$

式中 $r=\frac{4}{3}b-1$。若假定沿断层地震的发生符合泊松过程，则场地发生液化的年概率由下式给出

$$P_L = 1-\exp(\Gamma P[\Delta u \geqslant \sigma_0]) \tag{7.3.38}$$

将7.3.37代入7.3.38，得：

$$P_L = 1-\exp\left\{-2\pi v\left[\frac{\sigma_0^{3/2}}{C(N_1)}\right]^{-2/3b} \cdot \frac{\Gamma(\gamma)}{(2d)^\gamma\left[\Gamma\left(\frac{r+1}{2}\right)\right]^2}\right\} \tag{7.3.39}$$

式中，$v=T/L$，表示单位长度断层地震年发生率。

对于圣安德烈斯断层附近一个场地（$d=14\text{km}$）上中，在4.5m深度 $\sigma_0 \approx 50\text{kPa}$，$N_1$ 为8.7，相应系数 $C(N_1)=5.95$，$v=0.0564$，$b=0.9$，则由式7.3.39得到：

$$P_L = 0.00812$$

相应的重现周期为

$$t_L = P_L^{-1} = 123\text{a}$$

上述结果和圣安德烈斯断层上发生地震对该地区发生液化的历史所显示的间隔在数值上是一致的。

7.4 斜坡地震稳定性评价

7.4.1 斜坡破坏主要类型及特征

斜坡破坏，根据不同特征可分为许多类型。但就其破坏机制而言，不外乎拉断破坏和剪切破坏两种方式。据此，可将斜坡破坏划分为以拉断破坏为主的崩塌（崩落）和以剪切破坏为主的滑坡（滑落）两大类型（图7.4.1）。

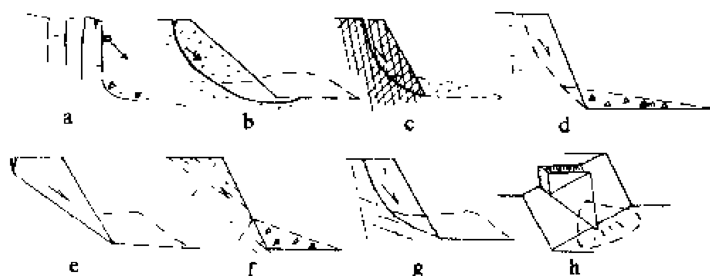


图7.4.1 斜坡破坏形式

a. 崩落；b～h. 滑落

1. 崩塌（崩落）

坡体中被陡倾的张性破坏面分割的岩体，因根部折断或压碎而倾倒，突然脱离母体翻滚而下，这一过程称为崩塌和崩落。在此过程中，解体的岩块相互撞击粉碎，最后堆积于坡脚，形成岩堆，其规模相差悬殊，从小型块石的坠落直至大规模的山崩（图 7.4.1）。这类破坏，多半发生在岩质陡坡（一般坡角大于 60°）的前缘。

崩塌形成机制表明，如果坡体中具有与斜坡走向近于平行的陡倾结构面，则最利于崩塌的形成。另外，由于平缓的软弱面对的拉裂起了一定的阻隔作用，不利于拉裂面向深部扩展，所以巨型崩塌常常发生在块体状斜坡中，而平缓的层状或互层状斜坡，则多以小型崩塌或危石坠落为主（图 7.4.2）。

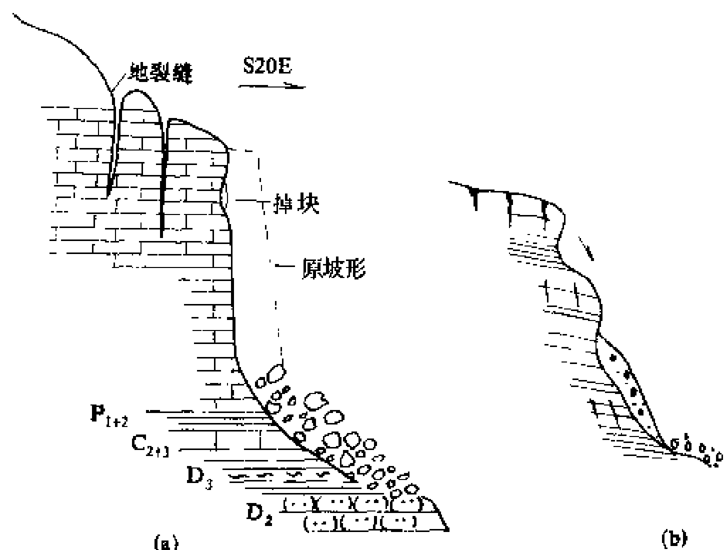


图 7.4.2　崩落实例(据张倬元，1987)

(a) 二叠系厚层灰岩陡坡的巨型崩塌；(b) 砂页岩互层边坡的坠落

在各种外界因素中，风作作用、地表水冲刷坡脚的作用、破裂面中空隙水压力的作用、水沿细微裂缝的楔入作用、高寒地区裂隙中渗水的反复冻胀作用以及震动（地震或爆破）等，都可能成为促进崩落发生的主要因素。地震引起坡体晃动，或特大暴雨造成的空隙水压力剧增，均可触发崩落突然发生。所以，巨型崩塌常与地震或特大暴雨相伴生。一些土质斜坡中也可发生崩落。例如高陡且垂直裂隙发育的黄土斜坡，常见的破坏方式就是崩塌。

2. 滑坡（滑落）

坡体沿贯通剪切破坏面或带，以一定加速度下滑，这一过程称为滑坡（滑落），该剪切面（带）称为滑动面（带）。下滑的那部分坡体称为滑坡体（或滑落体）；滑动面以下的未动坡体称为滑坡床。按滑动面的形态，可划分为圆弧形滑面、平面（包括阶梯状滑面）、楔形面等基本类型（参见图 7.4.1b—h）。圆弧形滑面多发生在土质斜坡（图 7.4.1b）、碎块体斜坡（图 7.4.1c）和块体斜坡（图 7.4.1d）中。这类滑动面的形状受坡体中最大剪应力面所控制。它是通过剪断坡体发展而成的，也可由复合软弱面贯通发展而成

(图 7.4.1g)。沿圆弧形滑面下滑的滑体在下滑过程中发生旋转，故又称旋转式滑坡。其它类型滑面则主要受坡体中已有软弱面所控制。

与崩塌相比，滑坡通常是较深层破坏，滑动面可深入坡体内部，甚至深入到坡脚以下(参见图 7.4.1b)。虽然滑坡下滑速度一般比崩塌缓慢，但不同的滑坡下滑速度的差异很悬殊，它主要取决于滑动面的力学性质以及外营力的作用特征。当滑动面切过的岩层塑性较弱，或沿之滑动的结构面具平面摩擦特性时，往往表现为缓滑。反之，当切过的岩层脆性较强，或沿之滑动的结构面具糙面摩擦特性时，由于在贯通滑面构成之前，可承受较高的下滑力，一旦贯通滑面形成，滑面抗滑力急剧降低，使滑体获得较大的动能，因此滑动常常是突发而迅速的，称为崩滑，其中的大型者一般也称之为“山崩”。

由于滑坡体通常沿滑动面下滑，所以一般情况下仍能大体上保持一个整体，但下滑过程中，滑坡体总要发生不同程度的变形和解体，造成特殊的结构和外貌特征，其具体状况不仅与滑动面的形状有关，而且与斜坡原有的结构特征、破坏前的变形基本组合形式、表生改造程度以及下滑速度等因素有关。

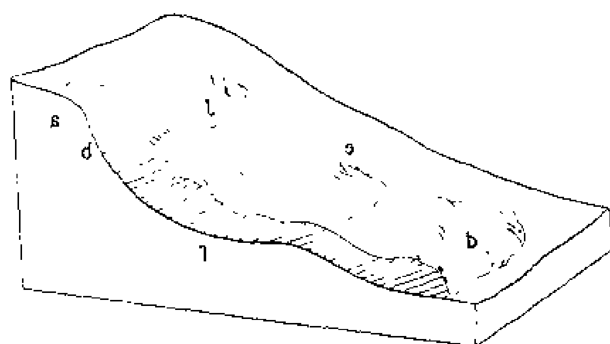


图 7.4.3　均质土坡中圆弧形滑动面上滑坡体的外貌特征
a. 后缘环状拉裂缝；b. 滑坡断壁；c. 横向裂缝及滑坡台阶；d. 滑坡舌及隆张裂隙；e. 滑坡侧壁及羽状裂隙；f. 滑动面

土质斜坡中，沿圆弧形滑动面缓慢下滑的滑坡体能保持较好的整体，可有如图 7.4.3 所示结构和外貌特征，滑坡后缘滑动面出露部位称为滑坡断壁。滑坡体中也可出现次一级的与滑坡断壁大致平行的断壁，使滑坡体沿横向解体，并在外形上造成一系列滑坡台阶。滑坡前缘受挤压，隆起成丘，称隆起丘。隆起丘的表面，因受张力作用发育了一系列隆张裂隙。滑体推覆于地面，形如舌状，称滑坡舌。滑体两侧与滑坡床接触带，有力偶作用下常生成许多羽状裂隙。在外貌上，滑坡的后缘为一圈椅形洼地，称滑坡圈谷。后缘洼地可积水成湖，称滑坡湖。滑坡前缘常可见泉点，称滑坡泉。此外，滑坡体上的树木因坡面变形或因不同土层位移速度不同而东倒西歪，称“醉汉林”。滑坡停止以后，树梢重又垂直向上生长，形如马刀，称马刀树，上述种种特征是识别滑坡的重要标志。

也有些滑落体在下滑过程中彻底破裂、散体，相互错碎，甚至发展为碎屑流。整个滑体实际为一剪动带，下滑物质堆积于坡脚筑成岩堆，这种滑坡可称为滑塌或滑塌式滑坡，多见于碎裂状或碎块体斜坡中，坚硬的块体状斜坡也可发展为这种破坏方式，这可能是由于坡体在被剪断前的变形阶段中遭受破裂并积存有较高的应变能，一旦被剪断，坡体迅速全面崩溃所致。

7.4.2 滑 坡 分 类

1. 分类依据

(1)滑体组成物质

岩土体是产生滑坡的物质基础，按岩土体物质组成及滑体物质组成，进行分类，将会在弄清不同岩土体滑体类型特点基础上，进行有效的防治。不同类型的岩石除在分布上各有一定规律外，对于滑动的难易、滑动特点、滑动时所需要的条件是各不相同的。不同岩石产生的滑坡，其整治方法也有区别，因此，根据这些差别的存在，可以把产生滑坡的岩石，划分为若干不同类型，从而得到相应的滑坡类型。

(2)滑体主滑面成因类型

按主滑面成因类型分类，即按岩体内形成主滑地段滑动面的软弱结构面成因类型分类。对于整治、预防以及预测滑坡滑动面出现的位置是十分重要的。大量事实证明，绝大多数滑坡的产生，基本上都是依附岩体内原有的各种倾向线路的软弱结构面的基础上发展而成的。这些软弱结构面就是滑动面的前身。不同软弱结构面在滑坡产生的过程中相互连接成完整的滑动面，使滑体在重力作用下沿其向斜坡下方滑动。这些软弱结构面，集中表现为滑动面上抗剪强度较低，因此，它们在很大程度上控制着滑坡能否产生。同时，由于其具有一定产状，故形成滑面后，还能控制滑体的运动方向和运动速度。

(3)滑体厚度

对于整治滑坡来说，滑体厚度涉及到整治原则、具体措施、工程量大小、施工难易等多问题，可见在这方面应有一个共同认识标准。因此，滑体厚度作为依据对滑坡进行分类也是重要的。

按上述三个依据进行的三种分类，均各自成为系统，但也存在某些内在的联系。总的说来，第一种分类是基础，有利于滑坡的防治；第二种分类的突出特点是有利于滑坡的预测和预防；第三种分类则有利于滑坡的整治。表 7.4.1 为三种具体分类表。

表 7.4.1　滑坡分类表

按组成滑体的物质分类	按主滑面成因类型分类	按滑体厚度分类
1. 粘性土滑坡	1. 堆积面滑坡	1. 巨厚层滑坡(＞50m)
2. 黄土滑坡	2. 层面滑坡	2. 厚层滑坡(20—50m)
3. 堆填土滑坡	3. 构造面滑坡	3. 中层滑坡(6—20m)
4. 堆积土滑坡	4. 同生面滑坡	4. 浅层滑坡(＜6m)
5. 破碎岩石滑坡		
6. 岩石滑坡		

据《铁路滑坡分类及分布规律研究》专题协作组，1979。

7.4.3　关于滑坡体的定名

关于滑坡的名称，根据勘测阶段和对滑坡认识程度的不同，可以单独定名或综合定名。综合定名按：滑体规模+滑面成因类型+滑体物质类型的方式排列，如：粘性土滑坡；堆积面滑坡；堆积面粘性土滑坡；浅层堆积面粘性土滑坡等。

7.4.4　斜坡地震破坏

1. 斜坡地震破坏类型

根据地震时斜坡失效形态及其特点和危害性，常见斜坡地震破坏类型分为如表 7.4.2

主要类型。

表 7.4.2 斜坡地震破坏类型表

类型	特　点
崩坍	岩、土体在地震后崩落于坡脚。规模巨大者称为山崩，个别石块称为滚石。山崩多发育在高山峡谷地区
剥落	岩体中风化岩体小块崩落,规模小。路堑、渠道边坡多见
滑　坡	岩、土体相对地保持整体状态沿某一滑移面整体滑动
坍　滑	坡残积物沿新鲜基岩面自下而上牵引滑动，俗称"山扒皮"。坡体长度远大于厚度，横剖面呈阶梯状
流　滑	土体以塑性蠕变体缓慢地滑动，多发生在平缓的斜坡地区，主要原因是土体结构中存在易液化层，饱水可塑性粘土或淤泥层，由于这些土层失效而导致上部土层的滑动

2. 四川松潘、平武震区斜坡破坏概况

1976 年 8 月 16 日、22 日、23 日，四川松潘、平武两县交界地区先后发生 $M=7.2$、$M=6.7$ 和 $M=7.2$ 强烈地震。地震引起的崩坍、滑坡和泥石流等斜坡失效。

崩塌和滑坡较严重的地区，主要在松潘县观音岩以东，平武县王坝楚、水柏以西，牧羊场（王朗）以南，四洱公社以北的地区，尤以龙潭铺—小河—丰岩、黄羊、草源及虎牙关等地最为严重。在龙潭铺—小河—丰岩一带，崩塌和滑坡绝大多数都分布在涪江的左岸；在黄羊和草源地区，崩塌和滑坡集中分布在黄羊河的右岸；在虎牙关附近，崩塌和滑坡分布在虎牙河的左岸；在震区北部的白马河，崩塌和滑坡主要分布在白马河的右岸。

龙潭铺—小河—双河之间，涪江两岸有大型崩塌 10 处，其中 9 处产生在厚层的破碎灰岩中；虎牙关附近大型崩塌 7 处，其中 5 处产生在白云母斜长石花岗岩中，2 处产生在灰岩中；草源凉水井附近有 4 处大型崩塌，均产生在厚层的破碎灰岩中；园宝山东北侧大型山崩亦发生在灰岩中；土城西南独木桥、张家岭一带 3 处崩塌亦产生在灰岩中。在板岩、页岩、薄层灰岩、千枚岩中产生的崩塌滑坡的数量不多，其规模也较小。

断层破碎带及其附近山坡破坏比较产重，不管是小河-虎牙和草源-叶塘断裂带还是笔根岔-松潘沟和色纳路-白河沟断裂带都是如此。规模较大的白崖、响水湾、虎牙关崩塌和祥术加、草源小学滑坡都发生在断裂带或其附近。

斜坡的形状和陡缓对崩塌和滑坡的产生亦有明显的影响。调查发现直线形的斜坡很少发生崩塌和滑坡，凹坡和凸坡易产生崩塌和滑坡，而且都在变坡点附近。图 7.4.4 为崩塌和滑坡与坡度和坡高的统计关系。从图中可以看出，缓于 25° 的斜坡未见有崩塌和滑坡，90%的滑坡都发生在 30—50° 之间的斜坡上，崩塌都发生在 50° 以上的山坡上。其中时隔一周的两次 $M=7.2$ 级的地震引起的山体破坏相差如此之大，除了构造和岩性的影响外，地形的坡度和高差起了重要作用。8 月 16 日地震震中地区河流侵蚀强烈，地形相对高差可达 2000 余米，除河谷中个别地方外，山体坡度一般为 40—50°，少数地方达 60° 以上。8 月 23 日发震的震中地区，河流侵蚀较弱，除西部地区相对高差可达 1500m

以外，其余地方相对高差800m左右，山坡相对较缓，西部少数地区山体坡度达30°—40°，其余多数地区均在25°以下。该地区崩塌和滑坡绝大多数均发生在陡于25°的山坡上。若以25°为界进行区分的话，小于25°的山坡主要分布在8月23日发震地区的东部。8月16日发震地区，除河谷和山顶残留的夷平面有小块的小于25°的缓坡外，绝大部分地区都在35°以上，涪江、黄羊河两侧2—3km的范围内，山坡在60°左右。尤其是黄羊河龙池至草源、涪江中韦岩至响水湾、白崖及虎牙河虎牙关等地，震旦系的白云质灰岩、大理岩，泥盆的灰岩及斜长石白云母花岗岩分布地区，平时常有崩塌和滑坡发生，地震时崩塌和滑坡更为严重，不仅数量多，而且规模大，很多地方长达几公里成片的连续分布。

3. 云南龙陵地震斜坡破坏

1976年5月29日，我国西南部云南省龙陵潞西地区发生7.3级和7.4级地震,震后在花岗岩体斜坡中产生了大量的斜坡破坏。其中花岗岩分布区大量崩塌性滑坡最为多见，而其他岩石分布区相对零星。位于玄武岩分布区的核桃箐一带由于地形陡，加上玄武岩柱状节理发育，因而产生了一些崩塌性滑坡群。在大窝筛一带，斜坡坡度大于50°，植被破坏较严重，因而亦出现崩塌性滑坡群。另外在地震作用下一些老滑坡仅引起周壁若干裂缝和滑体前缘小规模崩塌或形成新的小型滑坡。绝大部分属覆盖层中的浅层小型滑坡，以成群出现为特征，其中97%以上属崩塌性滑坡。

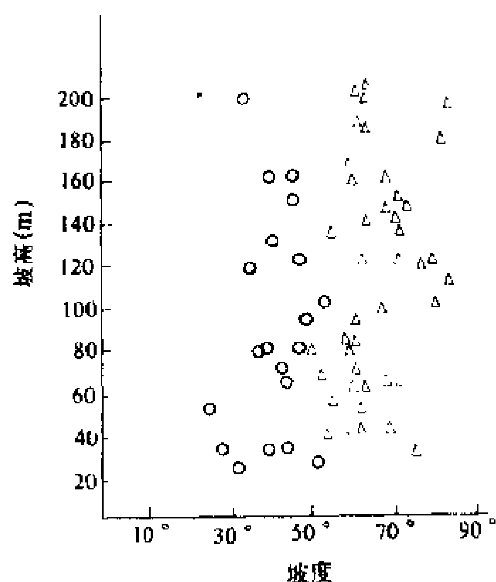


图7.4.4 滑坡崩塌和坡高及坡度的关系
(据李天池,1979)
○滑坡； △崩塌

地震触发的单个滑坡体在震区仅见5个，均产生在沉积岩分布区。三个属覆盖层中浅层滑坡，一个属基岩（砂岩）顺层滑坡，一个属砂页岩互层中的大型切层滑坡。这些滑坡均具圈椅形滑坡地貌标志，后缘弧形裂缝发育。滑坡的形成系因地震作用使地裂缝与节理面、层面贯通构成软弱结构面，大量地表水渗入引起滑体移动。如大坝电站滑坡，即因第四系砾石层在地震惯性附加力作用下产生垂直地裂缝，裂缝直达下伏第三系页岩层面，筑于砾石层中的电站前池开裂，大量蓄水沿裂缝贯入，使砾石层沿下伏页岩层面向前滑动。

崩塌性滑坡（群）是震区分布最广、代表性较强的滑坡类型，占地震触发滑坡的98%。单个滑体规模小，一般长20—100m，宽10—60m，厚0.2—2.5m，最厚不超过5m。滑坡地貌形态不规则，有呈方形、弧形、梨形及不规则形等。滑坡后缘受控于地裂缝形态，故多呈直线状或波状、锯齿状。由于地裂缝成群成带状分布，而且裂缝均向下延伸至花岗岩风化壳或基岩面，以致各崩滑体滑床面常彼此勾通，因此表现为成群、成片分布，称为崩塌性滑坡群。按金笔坪斜坡坡面比统计，坡度20—

30°地带崩滑群占10%—15%，坡度大于35°地带占25%—40%，个别地段达100%，使基岩或风化壳全部裸露在烈度大于Ⅶ的高烈度区，烈度越高，越发育。而且主要分布在高差大于200m以上、坡度大于35°的斜坡上部，直至山顶部。高差小于200m、坡度小于30°的地区仅占10%—15%。当斜坡高差较小，坡度较缓时，滑体常保持其整体移动特点，但多数情况下，由于高差大，滑距长，因此，一旦滑体自斜坡上剪出，即以较快的速度向坡脚滑动，并推动和带走滑体上的植被与覆盖层物质、滑体本身也因受阻而在滑动中发生滚动，破碎，最终撒落于坡脚或斜坡低洼地段，显示一种崩塌体外貌特征。

除与烈度有关外，滑坡的发育程度还与岩性特别是覆盖岩性有密切关系。91%的崩滑体产生在花岗岩区。斜坡坡度大于50°以上的沉积岩区（大密筛一带）及玄武岩区（核桃菁一带）各占4%左右。滑面多为覆盖层与风化壳（或基岩）接触面，少数为花岗岩节理面，花岗岩区由于前述风化壳特征，所以崩塌性滑坡越发育的地段，随之而产生坡面冲刷与崩塌，新生滑坡越发育，有时一次暴雨即使风化壳被冲刷形成深3m，宽1m左右的爪状冲沟；从而为震区泥石流的产生提供了大量物质。

7.4.5 岩体结构和斜坡效应

1. 基本概念

岩体结构包括两方面因素，即结构面和结构体。结构面是地质发展历史中，尤其是构造变形过程中，在岩体内形成的具有一定方向、延展较大、厚度较小的两维面状地质界面，包括物质的分异面及不连续面，如层面、节理、断层等等。结构体是指由不同产状的结构面组合起来，将岩体切割而成的单元块体。结构面和结构体只是一个问题的两个互相联系的侧面，它们的特性决定岩体的不均一性和不连续性性。因此，岩体可以看作是受结构面切割而构成的结构体的组合。岩体结构类型主要就是根据这两方面要素，考虑结构体的组合特征来划分的。

工程实践经验表明，大部分岩体受工程作用力的破坏过程，主要是结构体沿结构面的剪切滑移、拉开，以及整体的变形和破裂。所以，岩体的稳定性主要取决于①结构面的性质及其空间组合；②结构体的性质及其立体形式。

2. 结构面的类型及特征

1)结构面成因类型

岩体内的结构面是在各种不同的地质作用中生成和发展的，它们的性质与成因类型有密切联系，可分为以下五种成因类型，其主要特征列于表7.4.3。

（1）沉积结构面。这类结构面是沉积岩在沉积、成岩过程中形成的，包括层理、层面、不整合面、假整合面（沉积间断面）、原生软弱平层等。与岩层产状有密切联系是它们的共同特点，反应了沉积岩的成层性，但是在陆相沉积中较不稳定。

我国海相岩层大部分为中生代以前沉积，成岩作用较强，有些地区还受到浅变质作用，碎屑岩中页岩夹层，火山碎屑岩系中的凝灰质页岩，碳酸盐岩中的泥质灰岩及页岩夹层等是相对的软弱夹层，陆相岩层中一般砂岩与粘土岩或页岩互层，后者强度低，水理性质差，往往是显著的软弱层，但岩相变化快，易尖灭，或呈透镜体。

表 7.4.3　岩体结构面类型及特征（据中国科学院地质所，1976）

编号	成因类型	地质类型	主要特征			工程地质评价
			产状	分布	性质	
1	沉积结构面	(1)层理层面； (2)软弱夹层； (3)不整合面、假整合面； (4)沉积间断面	一般与岩层产状一致，为层间结构面	海相岩层中此类结构面分布稳定，陆相岩层中呈交错状，易尖灭	层面、软弱夹层等结构面较为平整；不整合面及沉积间断多由碎屑、泥质物构成，且不平整	国内外较大的坝基滑动及滑坡很多由此类结构而造成的，如奥斯肯、圣费连西、马尔巴塞坝的破坏、瓦扎坝的巨大滑坡
2	火成结构面	(1)侵入体与围岩接触面； (2)岩脉、岩墙接触面 (3)原生冷凝节理	岩脉受构造结构面控制，而原生节理受岩体接触面控制	接触面延伸较远，比较稳定，而原生节理往往短小密集	接触面可具熔合及破裂两种不同的特征；原生节理一般为张裂面，较粗糙不平	一般不造成大规模的岩体破坏，但有时与构造断裂配合，也可形成岩体的滑移，如弗莱瑞拱坝坝肩安山岩的局部滑移
3	变质结构面	(1)片理 (2)片岩软弱夹层	产状与岩层或构造方向一致	片理短小，分布极密，片岩软弱夹层延展较远，具固定层次	结构面光滑平直，片理在岩体深部往往闭合成隐闭结构面；片岩软弱夹层含片状矿物，呈鳞片状	在变质较浅的沉积变质岩，如千枚岩等路堑边坡常见塌方。片岩夹层有时对工程及地下洞体稳定也有影响
4	构造结构面	(1)节理(X 型节理、张节理)； (2)断层(冲断层、横断层)； (3)层间错断面； (4)羽状裂隙、劈理	产状与构造线呈一定关系，层间错动与岩层一致	张性断裂较短小；剪切断裂延展较远；压性断裂（如冲断层、逆掩断层）规模巨大，但有时为横断层切割成不连续状	张性断裂不平整，常具次生充填，呈锯齿状；剪切断裂较平直，具羽状裂隙；压性断层具多种构造岩成带状分布，往往含断层泥、糜棱岩	对岩体稳定影响很大，在上述许多岩体破坏过程中，大都有构造结构面的配合作用。此外常构成边坡及地下工程的塌方、冒顶
5	次生结构面	(1)卸荷裂隙； (2)风化裂隙； (3)风化夹层； (4)泥质夹层； (5)次生夹泥层	受地形及原结构面控制	分布上往往呈不连续状，透镜体，延展性差，且主要在地表风化带内发育	一般为泥质物充填，水理性质很差	在天然及人工边坡上造成危害，有时对坝基、坝肩及浅埋隧洞等工程亦有影响，但一般在施工中予以清基处理

不整合面及假整合面（沉积间断面）对岩体稳定影响很大。陆相沉积岩层在沉积过程中往往有沉积间断，粘土岩表部受风化扰动，以后又为沉积物覆盖，形成软弱夹层，在火山岩系中也有类似情况，在火山岩流或喷发旋回间，形成古风化夹层，胶结松散，甚至含植物残屑，且为地下水集中通道。

（2）火成结构面。这类结构面指岩浆侵入活动及冷凝过程中所形成的原生结构面，包

括岩浆岩体与围岩的接触面、多次侵入的岩浆岩之间的接触面以及岩体中冷凝原生节理及侵入挤压破碎结构面等。

岩浆岩体与围岩接触面的熔合及胶结情况主要取决于侵入时温度条件及围岩之热容量性质。但是，在石英岩中平行于接触面常形成小型的破碎带。岩浆岩体中冷凝原生节理具张性破裂的特征，产状平缓或者与岩体边缘接近平行，不利于岩体稳定，浅成侵入岩体或火山岩体中发育柱状节理，对地下洞室顶部岩体稳定有一定影响。

（3）变质结构面。受变质作用而形成的结构面有片理、片麻结构等及片岩软弱夹层。各类片岩中片理对岩体强度起控制作用。变质岩体中有时夹有薄层的云母片岩、绿泥石片岩、滑石片等，片理极为发育，岩性软弱，矿物易受风化，所以也会形成相对的软弱夹层。

（4）构造结构面。受构造应力作用在岩体中所产生的破裂面或破碎带，包括节理、断层及层间错动面等统称为构造结构面，它们的工程地质性质与力学成因、规模、多次活动及次生变化有密切关系，而其产状、分布主要取决于构造应力场条件。

劈理是在岩层褶皱变形及断裂错动中产生的密集剪切破裂面。节理的力学成因或为平面X型剪切面，或为侧面的X型剪切面，少数张性裂隙追踪X型节理而发育。由于节理分布较密，几组节理的组合往往影响到岩体的局部稳定性。

断层是规模较大的构造结构面，有显著位移，并形成构造岩。断层面的特征及破碎带物质状态主要于取决于断层的力学成因及岩层岩性。原生软弱夹层经构造运动影响而产生层间错动面，往往形成破碎泥化夹层。它们的特点是沿薄层软弱夹层或其顶部发育，受错动成为碎屑及鳞片。间夹泥或是成为角砾状碎屑含于塑性夹泥中。构造运动作用除了促使夹层错动破碎并形成泥化夹层外，另一方面又可将夹层错断，使之成为不连贯的透镜体，对岩体稳定有利。

（5）次生结构面。由于岩体受卸荷、风化、地下水等次生作用所形成的结构面为次生结构面，如卸荷裂隙、风化裂隙、风化夹层、泥化夹层、次生夹泥层等。

卸荷裂隙是岩体在地表，尤其是受深切河谷影响，构造应力释放及调整所形成的破裂，它可以进一步受重力、风化及岸坡物理地质作用的影响而张开或位移。在块状脆性坚硬岩体较为常见。风化裂隙一般沿原结构面发育，且限于表层风化带内，但含易风化矿物的岩层所形成的风化夹层则可能延至岩体较深部位，如断层风化、岩脉风化、夹层风化等。泥化夹层及次生夹泥层主要是在地下水作用下形成的。泥化作用在粘土岩、粘页岩、泥质板岩、泥质灰岩等软弱夹层的顶部较为发育。其上覆砂岩或灰岩岩性坚硬，沿层面往往有过错动，地下水循环集中，以致形成泥化夹层，次生夹泥可沿层面、节理、断层形成，在两岸地下水活动带内，尤其是河床深槽两侧常见。主要是地下水所携细颗粒泥质物，重新沉积、充填而成的。次生结构面的产状及分布受地形影响较大，对河谷及岸坡岩体稳定影响较为显著，在坝基、坝肩、隧洞口、路堑边坡等工程部位应特别注意。

2. 结构面特征的研究

（1）结构面的发展历史。上述成因类型只是就形成某结构面的主要地质作用而分类的。但是在岩体的整个地质历史中，结构面也是在演化发展，不同的地质作用在不同阶段都会对结构面产生影响，尤其是构造运动及次生地质作用的影响较为剧烈。结构面的历史实际上也就是岩体变形、破裂、演化的历史，所以在研究结构面时，除确定其主要成因以

外，还要分析它的演变历史及后期地质作用的继承性。例如，软弱夹层受构造错动而形成的层间破碎夹层要比原生软弱层的工程地质性质差得多，而层间错动面上如果又发生次生泥化作用，则性质更差。

（2）结构面物质组成。有些结构面上物质软弱松散，含泥质物及水理性质不良的粘土矿物，抗剪强度很低，我们称之为软弱结构面，它们对岩体稳定的影响较大。软弱结构面大体上有以下几种地质类型：①粘土、页岩夹层；②不整合面及沉积间断面（包括古风化夹层）；③含断层泥、糜棱岩的断层；④层间破碎夹层；⑤风化夹层；⑥泥化夹层；⑦次生夹泥层等。

由于软弱结构面常含有膨胀、崩解等特性的粘土矿物（如蒙脱土、高岭土等），除进行水理、物理性质测定外，还应对矿物物质组成及微观结构进行分析（如化学分析、差热分析、X光分析、电子显微镜鉴定、扫描电子显微镜分析等）。根据矿物组成可以判断结构面今后可能的变化（如泥化作用是否会发展等），才能较可靠地确定抗剪强度参数。

（3）结构在的延展性。有些结构面延展性较强，在一定范围内切割整个岩体，对工程稳定性影响较大。而另一些结构面比较短小，或是沿结构面方向不连贯，岩体强度有一部分仍为岩石强度控制，稳定性较好，区域性及规模较大的断层相对于工程而言是连贯的结构面；小断裂错动面、层间错动面及软弱夹层相对于工程岩体的某些部位是连贯的；而节理、层理等一般只影响小范围局部的稳定。

（4）结构面的密集程度。在同一岩体中普遍的规律是规模（延展及宽度）小的结构面较为密集，但是具体说还取决于构造变形及岩性，如叠瓦式断层带或断层交织带比单一的断层对岩体稳定影响大得多，且不易处理。所以必须注意结构面的间距的统计，尤其是相对工程规模而言比较密集的层理、片理，其间距的规律应作为其特征加以描述。

（5）结构面的平整、光滑程度。结构面的平直、完整程度，以及光滑度、起伏差等特征对其抗剪强度影响很大，应加以研究，以便区别各类结构面的力学特性。通常剪切破裂面较为平直、光滑；张性结构面表现曲折、毛糙，甚至锯齿状，而侧面X型断裂面有时呈弯曲伏，结构而有波状起伏。这些特征的研究有助于为确定强度参数提供依据。

3. 结构体形式及特征

岩体受结构面切割而造成的块体的不同形状称为结构体形式。一般常见的单元结构体可分为柱状、块状，楔形、菱形、锥形等六种形态。此外，由于岩体强烈变形及破碎的结果也可形成片状、碎块状、鳞片状，碎屑状等结构体形式。

岩体中结构面的组合是有一定规律的，因而对于构造变形程度不同岩体主要结构体的形式也不同。在水平岩层区断裂组合为X–节理型式，其常见的结构体为块状体、短柱状体（在薄层岩体中为板状）。在缓倾岩层区断裂组合为X–断层–节理型式，出现“人”字形断裂，结构体除块状外，还出现楔形体。在倾斜岩层区，断裂组合为“米”字形，出现侧面X型断裂，结构体主要形式为楔形体、菱形体。在陡倾岩层区，“米”字形断裂进一步发展，产生叠瓦式、交叉式断裂，这里结构体形式也比较复杂，多具楔形、菱形、锥形等形态。在直立岩层区，断裂组合为“州”字型构造，结构体形式又趋于简化，主要为块状、柱状及楔形体等。

结构体形式的划分与岩体稳定评价很有关系，在这里应综合考虑以下三方面因素：①不同形式的结构体，稳定程度不同，一般说来，板状结构体较块状及柱状的差，而楔形的

比菱形的及锥形的差；②结构体的产状不同，稳定程度不同。例如，在坝基平卧的板状及楔形结构体稳定性较差，而同样板状及楔形的结构体若竖直置于坝基之下，则稳定性大为增高，在坝肩及边坡岩体中倾斜的结构体对稳定较为不利，这里不论平卧的或竖立的结构体反而比较稳定；③结构体在工程岩体中与受力方向的关系对稳定有很大影响。例如，同样的楔形体平卧于坝基，其稳定性取决于楔形体刃口的指向，指向上游或斜向岸坡的较为稳定，而指向下游的则稳定性较差。

4. 岩体结构类型及划分

不同岩性及不同形式的结构体的组合方式决定岩体结构类型。这是在结构面及结构体研究的基础上进一步概括的结果。在划分岩体结构类型时，除结构面性质及结构体形式外，还必须充分注意到岩石建造的组合，就是说，岩体结构类型的划分应能反映岩体的不连续性及不均一性特征。岩体不均一性主要由于坚硬岩体中含有软弱岩，构造破碎岩及风化岩等，造成软弱结构体。主要表现为（1）岩性不均一性。坚硬岩层中所夹较厚层的软弱岩层，如火山岩体中凝灰质页岩，变质岩体中的云母片岩，碎屑岩中的粘土岩及页岩，碳酸盐岩中的泥质灰岩和页岩，都属于这一类。分为三种情况，如果工程范围内岩体主要由软弱岩组成，则为相对均一的软弱岩体；如果由坚硬岩石与这种软弱岩相间成层组合而成，则为层状岩体；如果岩体不包含软弱岩，主要由岩浆岩、厚层沉积岩构成，则为块状岩体。（2）构造不均一性。岩体在构造应力集中的条件下，造成构造破碎岩体，如大型断层带、叠瓦式断层带、断层交织带等。断层带的构造岩成带分布，一般有：①破裂带：为断层两侧之破碎影响带或挤压带，表现为羽状节理或劈理密集；②压碎岩：主要为脆性破裂，碎成小块，常具压碎结构；③角砾岩：岩石破碎，并有互相错动、滚动，形成角砾，其间为细屑或岩粉充填或胶结；④糜棱岩：应力极度集中，强烈错动，原岩结构破坏，产生动力变质矿物，呈杂色条带状结构；⑤断层泥：岩石极度破碎，研细的物质复经次生作用富集而成泥质物，含水量往往很大，呈塑性状态。除构造岩外，有时岩体受断裂切割或岩脉杂乱穿插，形成镶嵌结构，甚至碎裂结构。（3）风化不均一性。岩体在地表受风化作用而形成风化岩。有时受岩性及构造断裂控制形成巨厚风化层，深度很大的囊状或槽状风化带。由于风化过程中岩石的物理状态、组织结构、矿物化学成分的变化，强烈风化带的风化岩成为散粒体，但在岩体深部一般只具裂隙风化的特征。

综合考虑结构面及结构体两方面因素，及其对岩体不均一性及不连续性的影响，常见的岩体结构类型可划分为：（1）块状结构；（2）镶嵌结构；（3）碎裂结构；（4）层状结构；（5）层状碎裂结构；（6）散体结构等。它们的主要特征列于表 7.4.4。

5. 岩体结构和斜坡效应

在表 7.4.2 中我们概述了各种岩体斜坡效应的特点。根据大量的岩体斜坡效应调查发现，岩体斜坡在地震作用下的破坏特点和岩体结构类型相关，因此，弄清岩体结构特点，不但可以判断可能出现的斜坡效应类型，而且可以分析各种岩体斜坡效应形成的地质条件，为此，我们采用岩体力学原理和方法，以 1974 年云南昭通地震为例，分析岩体结构类型、特点和主要斜坡效应关系，从而进一步了解斜坡效应形成的地质条件。

1974 年云南昭通地震后在极震区形成了大量的斜坡地面破坏，其主要类型和特点已有详细描述，这里，我们着重地概述昭通地震极震区岩体结构面和岩体结构的类型、特点及其主要岩体斜坡破坏效应。主要内容列于表 7.4.5 和表 7.4.6。为了进一步地说明岩体结

构对斜坡效应的影响。现举几个典型的实例，对其形成的地质条件加以概略的分析。

表 7.4.4 岩体结构类型及其特性（据中国科学院地质所，1976）

编号	岩体结构类型	岩体地质类型	主要结构体形式	结构面发育情况	工程地质评价
1	块状结构	厚层沉积岩 火成侵入岩 火山岩 变质岩	块状 柱状	节理为主	岩体在整体上强度较高，变形特征上接近于均质弹性各向同性体。作为坝基及地下工程洞体具良好的工程地质条件；在坝肩及边坡条件虽也属良好，但要注意不利于岩体稳定的平缓节理
2	镶嵌结构	火成侵入岩 非沉积变质岩	菱形 锥形	节理比较发育，有小断层错动带	岩体在整体上强度仍高，但不连续性较为显著。在坝基除局部处理后仍不失为良好地基，在边坡过陡时以崩塌形式出现，不易构成巨大滑坡体，在地下工程若跨度不大，塌方事故很少
3	碎裂结构	构造碎裂较强烈岩体	碎块状	节理、断层及断层破碎带交叉，劈理发育	岩体完整性破坏较大，强度受断层及软弱结构面控制，并易受地下水作用影响，岩体稳定性较差。在坝基要求对规模较大的断层进行处理，一般可做固结灌浆，在边坡有时出现较大的塌方，在地下矿坑开采中易产生塌方、冒顶，要求支护紧跟，对永久性地下工程要求衬砌
4	层状结构	薄层沉积岩，沉积变质岩	板状 楔状	层理、片理、节理比较发育	岩体呈层状，接近均一的各向异性介质。作为坝基、坝肩、边坡及地下洞体的岩体稳定与岩层产状关系密切，一般陡立的较为稳定，而平缓的较差，倾向不同也有很大差异，要结合工程具体考虑。但这类岩体在坝肩、坝基、边坡破坏事故出现很多
5	层状碎裂结构	较强烈褶皱及破碎的层状岩体	碎块状 片状	层理、片理、节理、断层、层间错动面发育	岩体完整性破坏较大，整体强度降低，软弱结构面发育，易受地下水不良作用，稳定性很差。不宜选作高混凝土坝、坝基、坝肩，或要求处理；边坡设计角较低，地下工程施工中常遇塌方，永久性工程要求加厚衬砌
6	散体结构	断层破碎带，风化破碎带	鳞片状 碎屑状 颗粒状	断层破碎带，风化带及次生结构面	岩体强度遭到极大破坏，接近松散介质，稳定性最差。在坝基及人工边坡上要作清基处理，在地下工程进出口处也应进行适当处理

(1)手扒崖山崩体：手扒崖山崩体为本次地震最大山崩体，它发育在二叠系阳新统块状灰岩体中，在构造上，山崩体位于由阳新统灰岩组成的向南倾伏的背斜一翼（图7.4.5）。山体崩塌的主要原因是由于岩体中存在着三组主要结构面，即走向北 45—50°西、倾向南、倾角大于 50°的背斜一翼的层状结构面，北 20°西的断层结构面和近南北向纵向张节理结构面。此三组结构面把厚层块状岩体切成多边形块体，加上木杆河深切峡

谷形成的陡峭岩坡，地震时岩体顺层状结构面向河中崩塌，大量岩石块体堆于坡脚木杆河中，致使其断流而形成地震湖。

(2)元享滑坡体：元享滑坡体分为两部分：上部为1974年昭通地震时形成，下部为1844年地震时形成。两滑坡体都发育在二叠系阳新灰岩中，下部老滑坡体在当时曾堵塞木杆河河流，形成海子（湖），目前已被冲决，残留40—50m坡体台地。残留坡体后缘和边缘有三组结构面（图7.4.6）：近东西向断层破碎带，它是由于阳新统灰岩倒转覆盖于峨嵋山玄武岩之上形成的逆冲断层，其两侧为北北东向横断层所组成的结构面。加上坡体下部倒转产状的玄武岩体中构造节理发育，并伴有风化节理，致使巨大的灰岩山体沿北东60—70°滑移面向木杆河河谷滑移，形成崩塌型滑坡。

(3)马颈子滑坡体：马颈子滑坡体为1974年昭通地震时形成的最大滑坡体，坡体主要由二叠系峨嵋山玄武岩块状岩体所组成。滑坡体由北岸向南岸推移，并把公路由北岸推至南岸，形成20—30m堆石坝体。马颈子滑坡体主要滑移面是近东西向断层结构面（图7.4.6），有走向北30°东，倾向南东，倾角40°的节理面；走向北60°东，倾向北西，倾角40°的节理面。东西向断层结构面的破碎带宽约5m，倾角陡，大于70°，与此平行的还有一系列陡倾角的节理发育。两组缓倾角节理结构面延伸较好，并把玄武岩岩体切成多边形块体。地震时，岩体主要沿此东西向和北东向南倾的一组结构面滑移，由于东西向滑移面坡度陡，岩体呈碎块状结构，故具崩塌性特点。

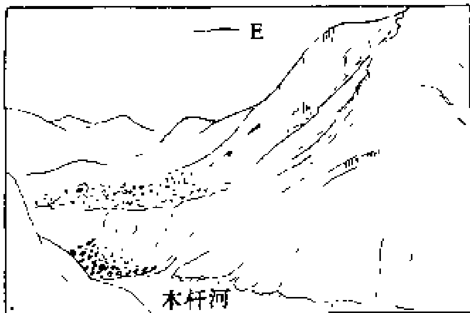


图7.4.5　手扒崖山崩体素描图
(1974.5.11 昭通地震)

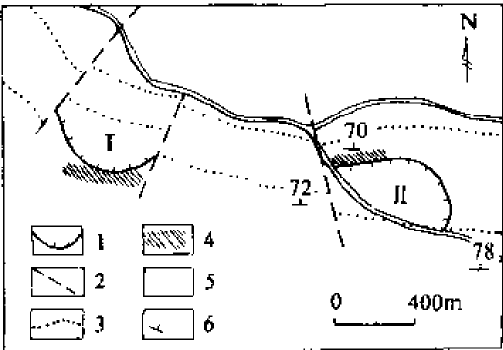


图7.4.6　元亨(Ⅰ)、马颈子(Ⅱ)
滑坡体地质示意图

表7.4.5　昭通地震极震区结构面类型、特点和主要斜坡效应

结构面成因类型	结构面地质类型	主要地质特征	主要斜坡效应
沉积结构面	层理层面软弱夹层	1.以飞仙关组、乐平煤系、寒武系和志留系碎屑岩组最发育。主要岩性特点以薄层砂页岩、泥灰岩、泥质灰岩为主，页岩和泥灰岩为主要软弱夹层。厚层阳新统灰岩中薄层泥灰岩经褶皱作用和风化作用后为主要软弱夹层。 2.分布稳定、平整，页岩、泥灰岩风化后遇水泥化。结构面产状和地层基本一致。	薄层层面和较弱夹层是斜坡剥落、顺层滑坡等的主要控制因素。厚层状岩石层理是崩塌、滚石等主要控制因素

续表

结构面成因类型	结构面地质类型	主要地质特征	主要斜坡效应
构造结构面	节理 断层 层间错动	1.主要发育了三个方向的结构面：东西向构造结构面：主要是在褶皱形成过程中平行于褶皱的挤压带、断裂带和层间错动带，有时见水平滑动痕迹。北东向结构面：断裂面以压扭性为主。南北向构造结构面：主要为规模不大逆冲压性断裂带。 2.层间错动结构和地层产状相一致。 3.厚层块状岩体中节理面发育、平直、延伸性好，密度一般不大	崩塌，滑坡，剥落各种斜坡效应发育，尤以巨大的山崩和巨大的滑坡为特征，并以其为主要崩滑面
次生结构面	卸荷裂隙 风化裂隙 风化夹层	1.河谷两岸以卸荷裂隙为主，峨嵋山玄武岩中发育有较多的风化裂隙。 2.结构面发育受地形、岩性及原结构面特点控制，分布上不连续，延展性差，一般有泥质充填物	岩体以剥落和滚石为主，在路堑边坡和河谷渠道两岸多见，规模小，危害不大

昭通地震极震区岩体结构类型有(1)块体结构；(2)破碎结构；(3)层状结构；(4)散体结构。各结构岩体特征及其主要斜坡效应见表 7.4.6。

表 7.4.6　昭通地震极震区岩体结构类型、特点和主要斜坡效应

岩体结构类型	主要地质特征	主要斜坡效应
块状结构	1.主要发育在二叠系阳新统灰岩、峨嵋山玄武岩、奥陶系灰岩中的厚层块状岩体中。少数飞仙关厚层砂岩岩体中亦有块状结构。 2.岩体中以节理为主要结构面，以块状或柱状结构体为主要形式。 3.岩体本身强度高，静态稳定性好，抗风化力强，在河谷成分水岭地区多形成陡崖，地形坡度在 60°以上，坡高几百米到千余米	巨大的滚石、小规模的山崩和崩塌
碎裂结构	1.以强烈的构造岩体中最发育，如玄武岩、阳新统灰岩和薄层岩石层间滑动带，软硬岩性急变地带，玄武岩的柱状节理密集带。 2.褶皱轴部张性破碎带宽度较大。 3.岩体以节理、断层、劈理等结构面为主，以碎块状结构体为主要形式，岩体整体性差	以岩体路堑塌方和岩体剥落为主，不构成巨大山崩体
层状结构	1.薄层沉积岩最为发育，如飞仙关组和乐平煤系地层。 2.以和岩体产状基本一致的层理面和片理、节理为主要结构面，以板状结构体为主要形式	顺层剥落，塌方为主，以平行地层走向路堑边坡、渠道边坡、河谷边坡常见
散体结构	1.断层强烈挤压破碎带、强烈风化带、如小岩方附近玄武岩体。 2.岩体呈鳞片状、碎屑状、颗粒状、以断层密集带和次生结构面最发育	以小规模的边坡塌方为主

第 8 章　城市工程地震研究

8.1　城市震害和工程地震

在震害史料中，作为人口集中、经济发达、在人类文明史发展中占有主导地位的城市，其震害同样占有主导的地位。据不完全统计，自公元前 227 年希腊罗得城受到大震袭击致使“城毁”、“太阳神巨象倒塌”的严重震害至 1980 年，除中国以外全世界约有 20 余座城市毁于地震（表 8.1.1），其中 1755 年 11 月 1 日葡萄牙的里斯本、1812 年 3 月 26 日委内瑞拉的加拉加斯、1868 年 8 月 8 日秘鲁的里亚加港、1906 年 4 月 18 日美国旧金山市、1908 年 12 月 28 日意大利的墨西拿、1923 年 9 月 1 日日本的东京、横滨、1960 年 2 月 29 日摩洛哥的阿加迪尔、1972 年 12 月 23 日尼加拉瓜的马拉瓜、1978 年 9 月 16 日伊朗的塔巴斯、1980 年 10 月 10 日阿尔及利亚的阿斯南等大城市，震死亡人数都达万余人以上。

在中国震害史料中，自公元前 70 年以来，据有据可查资料（顾功叙，1983），$M>7$ 级强烈地震吞噬了我国 30 余个州、县以上的都市（表 8.1.2），其中震亡万余人的城市地震有 1718 年 6 月 19 日通渭、1739 年 1 月 3 日平罗和银川、1850 年 9 月 12 日西昌、1920 年 12 月 16 日海原、1976 年 7 月 28 日唐山、丰南、宁河等。此外，就全国范围而言，遭受到Ⅶ度以上中强破坏程度的大中城市近 20 余座，其中省一级大城市 14 座。北京、西安、银川、兰州、昆明等达Ⅷ度以上较严重破坏。在近 30 年间，我国城市震害更为明显。在我国大陆地区曾经先后发生强烈破坏性地震 11 次，其中 9 次发生在农村，仅 1975 年海城 7.3 级地震和 1976 年唐山 7.8 级地震发生在城市辖区范围。若以 11 次地震的经济损失和人员伤亡各为 1 00%计，则海城地震造成的经济损失和人员伤亡分别占 15%和 0.8%，唐山地震造成的经济损失和人员伤亡分别占 70%和 90%，两次地震总的经济损失和人员伤亡分别占 8 5%和 90.8%。因此随着社会发展，地震的严重灾难越来越趋向于大中城市。

城市震害之所以如此突出，其主要原因有三个方面。其一是，随着城市的发展和扩大，新兴城市的形成，原来处于农村或远离城市的地震活动区和带，逐步地接近或直接纳入市区范围，从而使城市遭受到地震破坏的概率增加。其二是城市存在着诸多的利于震害生成的因素，包括：作为工业和经济的中心，城市有巨额投资的设施和各种维持城市功能的生命线工程，如通讯、能源、交通、供水、指挥系统等；城市往往集中有与生产有关的具危险性、易于发生次生灾害的材料，如易燃、易爆、有毒、具放射性物质等；高度集中的人口和密集建筑、缺乏必要绿地和广场，不仅直接影响紧急疏散和临震避难，而且地震引起的次生火灾往往缺乏天然隔离带；许多城市多位于大河和海洋相邻河口地带的巨厚松软沉积层上，这些不利的表层地质环境往往加重了震害；现代化城市高层和超高层建筑的掘起，这类长周期结构增加了受远在 300—400km 以外强烈地震破坏的机率。其三是，和城市发展历史、城市结构形态、人口状态、人们的防灾意识和防灾准备等环境密切相关的城市震害，往往具有多样性、多发性、同时性和诱发性等特点，并构成三种主要震害形式

出现，即，① 直接震害或一次震害，主要指地震直接引起建筑物的倒塌、工程设施破坏而造成社会经济和人员损失。直接震害主要反映在振动灾害和地震地质灾害两方面。两方面灾害都受城市的工程地震地质环境所控制。特别城市地面破裂和断错、山区城市斜坡失稳和平原地区大面积液化、震陷等地质灾害。② 次生灾害或诱发灾害或二次灾害，主要表现为地震后出现火灾、水灾、污染等灾害。③ 三次灾害，由一二次灾害引起的城市停产、停水、停电、社会疾病、社会混乱等。其中由一二次震害引起的第三次灾害，是由于都市化而出现的城市机能性障碍而导致的特有的城市型震害。

面对城市震害的严峻形势，针对每个国家地震活动和城市所处的地震地质环境，围绕着提高城市的综合抗震能力，最大限度减轻未来地震灾害，一些多地震和多震害国家，其中包括中国，都先后开展以城市、都市为重点的综合减灾和抗震防灾规划研究。工程地震，作为减轻未来地震灾害的基础和主要措施之一，无疑会得到重视和发展。

表 8.1.1 历史上被地震毁灭的城市简表

城市名称	所属国	时间	损失	城市名称	所属国	时间	损失
罗得	希腊	约公元前227年	城毁,太阳神巨像坍塌	旧金山	美国	1906.4.18	8.3级,火烧3日夜,共死6万多人
阿芙罗狄蒂斯	土耳其	约四世纪	爱神之城从此湮没	墨西拿	意大利	1908.12.28	7.2级,毁于海啸,共死8.5万人
亚历山大	埃及	1375年	部分城区及小岛沉陷入海,灯塔消失	阿拉木图	前苏联	1911.1.3	本城历史上两次毁于地震
华县、潼关	中国	1556.1.23	关中大破坏,死83万人	海原	中国	1920.12.16	$8\frac{1}{2}$级,包括其他地区共死20万人
罗亚尔港	牙买加	1692.6.7	城市沉陷海中	东京,横滨	日本	1923.9.1	8.3级,震后大火,海啸,共死14.2万人
里斯本	葡萄牙	1755.11.1	欧洲最大地震,死6万人	阿加迪尔	摩洛哥	1960.2.29	全城一半居民遇难,死1.6万人
加拉加斯	委内瑞拉	1812.3.26	城毁,压死1万人	蒙特港	智利	1960.5.22	$8\frac{1}{2}$级,世界记录到的最大地震
瓦尔帕莱索	智利	1822.11.19	城毁,死数千人	斯科普里	南斯拉夫	1963.7.26	6.0级,死千余人
康塞普西翁	智利	1835.2.20	被海啸吞噬,曾3次震毁	安科雷奇	美国	1964.3.28	8.4级,城毁,死117人
西昌	中国	1850.9.12	$7\frac{1}{2}$级,城毁,死2.6万人	马拉瓜	尼加拉瓜	1972.12.23	6.2级,城毁,死万余人
亚里加港	秘鲁	1868.8.8	海啸,98%居民遇难,死2万人	唐山	中国	1976.7.28	7.8级,京津唐共死24.2万人
名古屋	日本	1891.10.28	岐阜等城亦毁,死7000多人	塔巴斯	伊朗	1978.9.16	7.4级,80%居民遇难,死1.1万人
高哈蒂	印度	18976.12	阿萨姆邦大地震,毁许多城市	阿斯南	阿尔及利亚	1980.10.10	7.7级,死2万多人

（据郭增建、陈鑫连，1991）

表 8.1.2　中国县郡以上城市震害史料表(据顾功叙，1983)

发震时间	被毁城市	$M_S(I_0)$	震害概况
公元前 70.6.1	山东诸城、昌乐	7(Ⅸ)	坏宗庙城郭、死 6000 余人
180 秋	甘肃高台	$7\frac{1}{2}$(Ⅹ)	县易处、更筑城郭
692 春	山东惠民		厌次(今惠民东南)地震,城陷
734.3.19	甘肃天水	7(Ⅸ)	廨宇庐舍崩坏殆尽
1038.1.9	山西定襄,忻县	$7\frac{1}{2}$(Ⅹ)	坏城郭,庐舍,地裂涌水压死官民 32000 余人
1057	北京	$6\frac{3}{4}$(Ⅸ)	幽州大坏城郭,复压死数万人
1125.8.30	兰州	7(Ⅸ)	兰州六城城坏,仓库皆没,陷数百家
1303.9.17	洪洞、赵城、霍州	8(Ⅺ)	郇堡徙十余里,居民庐舍皆催压倾塌 玉石俱焚,民居、官舍、震撼催压荡然无存
1352.4.18	甘肃会宁	7(Ⅸ)	城郭颓夷,陷没庐舍,有不见迹者
1500.1.4	宜良	$6\frac{3}{4}$(Ⅸ)	县城倾塌,民房摇倒几尽,伤死无数
1501.1.19	朝邑	7(Ⅸ)	摇倒城垣楼橹,塌各衙门、仓监民房 5400 余间
1515.6.17	鹤庆	7(Ⅸ)	官民庐舍倾塌殆尽
1556.1.23	华县、渭南、华阴	8(Ⅺ)	城池庙宇,民舍倾塌,无尺堵竖山川移易
1600.9.29	南澳	7(Ⅸ)	城垣衙署、民舍倾塌殆尽,压死人无数
1605.7.13	琼山、文昌	$7\frac{1}{2}$(Ⅹ)	塔颓,桥崩坏,祠庙、公署、民房倒塌殆尽
1626.6.28	灵丘	7(Ⅸ)	城关尽塌,衙舍民房俱倒
1652.7.13	云南弥渡	$6\frac{3}{4}$(Ⅸ)	官民居瓦片不存压死三千余
1668.7.25	莒县、郯城	$8\frac{1}{2}$(Ⅻ)	周围万余里无一存屋
1679.9.2	三河、平谷	8(Ⅺ)	城郭村庄、房屋、塔庙荡然一空
1695.5.18	临汾	8(Ⅹ)	城垣,衙署,庙宇,阁,塔,亭,楼,碑 渠,仓库,民居尽行倒塌,死数万
1709.10.14	中卫	$7\frac{1}{2}$(Ⅸ～Ⅹ)	城垣崩塌十之七八,楼垣尽塌,压死 2000 余人
1718.6.19	通渭	$7\frac{1}{2}$(Ⅹ)	官居民舍尽覆,城乡死 40000 人有余
1739.1.3	平罗、银川	8(Ⅹ)	三县房舍倒塌无存,压死官民 50000 人
1786.6.1	康定	$7\frac{1}{2}$(Ⅸ)	城垣全行倒塌,不存一雉
1830.6.12	磁县	$7\frac{1}{2}$(Ⅹ)	衙署,民房,祠庙坍塌十之八九,压死 5485 人
1833.9.6	嵩明、杨林	8(Ⅺ)	城垣倒塌过半,杨林庙宇民房几乎全倒尽
1850.9.12	西昌	$7\frac{1}{2}$(Ⅹ)	满城房屋大多倒塌,不辨街巷,死毙 20650 余
1870.4.11	巴塘	$7\frac{1}{2}$(Ⅹ)	90%以上藏式结构及石墙房倒塌
1918.2.13	南沃	7.3	房屋倒塌为平地,死伤十之八,尸压败坏框
1920.12.16	海原	$8\frac{1}{2}$(Ⅻ)	全城房屋荡平,死 73027
1923.3.24	炉霍	7.3	城乡 200 里内烟炊断绝
1925.3.16	大理	7	城乡及下关四面城塌,东北城楼毁无遗
1927.5.23	古浪	8(Ⅺ)	建筑全部倒塌,死 4000 余人
1933.8.25	叠溪	$7\frac{1}{2}$(Ⅹ)	全城及周围 60 余城镇、村寨全部覆灭
1973.2.6	炉霍	7.6(Ⅹ)	城关 84%藏房倒塌,Ⅱ类房倒 74%,全县毁
1975.2.4	海城	7.3	全部倒塌占 46.4%,破坏 32.2%
1976.7.28	唐山、丰南、宁河	7.8(Ⅺ)	全毁,亡 24.2 万人,倒塌 90%

8.2 中国城市工程地震研究

8.2.1 城市工程地震研究概况

城市是人类工程活动的集中场所。它包括了一定规模的承担城市职能和构成城市社会经济结构的已建工程设施和不断改造、更新、发展需要的新兴工程设施。为了减轻地震灾害，人类在工程活动中，对新建工程往往采取合理选场和适当的抗震设计来达到工程地震规定之目标，即一方面尽量选取低地震活动和低地震危害的场地作为工程活动场所，尽量避开高地震活动和高地震危害的工程场所，在不可避开时，采取相应的结构抗震措施达到避免或减轻震害之目的；另一方面，根据工程活动场所地震危险性，对工程采用可接受和可承受的设防标准进行抗震设计。对于已建工程，根据和该地区地震危险性相适应的设防标准进行改造、更新和加固。如前所述，城市工程地震研究是这些减灾措施的基础。中国城市工程地震研究，正是适应这一需要围绕如下几个方面减轻震害措施而发展起来的。

(1)城市抗震设防

根据中国大陆地震活动特点和基本地震地质环境，我国主要城市所处的地震危险性是比较高的，按照我国现行有关规定，需要抗震设防的城市亦是比较多的。表 8.1.3 列出我国百万以上人口城市基本地震设防区划表，其中，Ⅶ度以上设防城市达 25 个以上，约占总数 73%。大量的需抗震设防的城市，一方面存在着潜在的地震危险，为抗御这一危险，必然导致基本建设的投资增加。作为抗震投资决策的基础和根据，中国城市工程地震研究任务是极为繁重的，责任也是重大的。但是，为了有效地减轻地震灾害，为城市设防所开展的地震和地质研究，无疑也大大地促进了城市工程地震的研究与发展。

(2)新城市的规划和设防

为适应我国改革开放的需要，许多地区，特别是沿海地区作为新兴工业、交通、能源、旅游等职能城市需要进行前期规划和设防标准核定。如我国沿海大连开发区、烟台、宁波、深圳、珠海、汕头、马尾、南澳、厦门、北海等新开发城市，都为规划和设防开展了广泛深入的工程地震研究。

(3)重点抗震城市的抗震防灾规划制定

位于地震危险性相对高的地区的城市，面临已有结构的加固、城市发展规划和设防，特别是要从总体上提高城市的综合抗震能力，需要制定抗震防灾规划。针对我国地震活动形势和城市所处地震地质环境，在“六五”和“七五”期间，建设部先后规定全国重点抗震区内 52 个城市为重点抗震城市，各省和自治区亦有相应的重点抗震城市（陈寿梁、魏涟，1988），并对重点抗震城市开展抗震防灾规划的编制。

(4)城市地震灾害程度预测和地震危害性快速评估

危害性较高的城市，如北京市，由于其研究程度相对较高，资料比较多，但环境又极为复杂，为了考虑综合减灾，制定综合防御体系，需要在震害环境详细分析研究基础上进行灾害程度预测和震后快速评估，并进行探索性研究。

表 8.1.3　中国百万年主要城市基本设防烈度区划表

城市	人口(万)	1957 版	1977 版	1990 版
北京	576	Ⅷ	Ⅷ	Ⅷ
上海	749	Ⅴ	Ⅵ	Ⅶ
天津	457	Ⅴ	Ⅷ	Ⅶ Ⅷ
广州	291	Ⅵ	Ⅶ	Ⅶ
福州	87	Ⅶ	Ⅶ	Ⅶ
海口	28	Ⅳ	Ⅷ	Ⅷ
杭州	109	Ⅵ	Ⅴ	Ⅵ
南京	209	Ⅵ	Ⅶ	Ⅶ
合肥	73	Ⅵ	Ⅶ	Ⅶ
兰州	119	Ⅶ	Ⅷ	Ⅷ
银川	35	> Ⅳ	Ⅷ	Ⅷ
呼和浩特	65	Ⅷ	Ⅸ	Ⅷ
昆明	112	Ⅷ	Ⅷ	Ⅷ
乌鲁木齐	104	Ⅷ	Ⅷ	Ⅷ
武汉	328	Ⅵ	Ⅵ	Ⅵ
长沙	111	Ⅴ	Ⅶ	Ⅵ
南宁	108	Ⅴ	Ⅵ	< Ⅵ
济南	145	Ⅵ	Ⅵ	Ⅵ
石家庄	106	Ⅶ	Ⅶ	Ⅵ
太原	153	Ⅷ	Ⅷ	Ⅷ
沈阳	360	Ⅶ	Ⅶ	Ⅶ
哈尔滨	244	Ⅴ	Ⅵ	Ⅵ
长春	167	Ⅴ	Ⅶ	Ⅶ
郑州	115	Ⅵ	Ⅵ	Ⅶ
西安	195	> Ⅸ	Ⅷ	Ⅷ
西宁	55	Ⅵ	Ⅶ	Ⅶ
贵阳	101	Ⅵ	Ⅴ	Ⅵ
成都	171	Ⅷ	Ⅶ	Ⅶ
唐山	104	Ⅵ	Ⅷ	Ⅷ
鞍山	120		Ⅶ	Ⅶ
抚顺	120		Ⅶ	Ⅶ
青岛	145	Ⅴ	Ⅵ	Ⅵ
大连	172	Ⅶ	Ⅶ	Ⅶ

1957 版未考虑时间；1977 版未来百年，平均场地；1992 版 50 年，$P=0.1$，平均场地

8.2.2 城市工程地震研究主要内容

我国城市工程地震研究内容主要包括以下三个方面：

(1)城市区域地震地质环境评价和地震危险性分析

区域地震地质环境评价范围一般涉及以城市为中心，半径300—400km范围。根据这一范围内地震和地质活动特点，特别是和地震活动相关的活动构造和断裂活动特点，并考虑地震事件样品完整性和可信度，完成地震区、带归属划分。在详细研究每个地震区、带强地震发生的基本条件后，根据大地震构造类比和大地震重复的原则进行潜在震源的划分。通过地震区、带地震活动在时间、空间、强度等方面非平稳性和不均一性特点分析，完成各潜在震源特征参数(上限震级、b或β值、大于某一震级下限的地震年均发生率、震源破裂方向、震源危险性权重分配系数等)确定和应用适合于本研究区地震烈度或地震动衰减规律，采用适当的地震危险性概率分析模型，完成区域地震危险性分析。

根据我国抗震设计规范GBJ11−89，一般选用三个概率水准作为城市民用工程抗震设防标准，这三个标准是：

第一设防水准：常遇地震烈度，一般情况下，遭遇此地震烈度时，建筑处于正常使用状态，从结构抗震分析角度可以视其弹性变形范围，采用弹性反应谱进行弹性分析。一般以50年，$P=0.65$所遇烈度为基础。

第二设防水准：相当于基本烈度，结构进入非弹性工作状态，但非弹性变形或结构体系损坏控制在可修复范围。一般以50年，$P=0.1$为基础选用对应烈度。

第三设防水准：结构遭遇到罕遇地震烈度时，有较大的非弹性变形，但应控制在规定的范围内，以免倒塌。一般取50年，$P=0.02$—0.05所遇烈度为准。

(2)城市地震工程环境评价和设防区划或地震小区划

城市地震工程环境评价重点是城市及其附近，以前者为主。重点是在详细研究这一范围断裂活动及其工程地震评价，城市所在地区基本水文地质、工程地质及其地震效应评价,场地地面运动特征和地震地质灾害预测，结合社会、经济效益分析和为减轻地震灾害进行城市抗震防灾支出的承受能力对预测结果进行综合评估，最终考虑城市设防区划或地震小区划。

(3)城市震害环境和震害预测

构成城市震害程度的主要决定因素有三个，即地震的危险性、城市易损性包括地质环境的易损性和建筑物的易损性及灾害的危害性，这三方面因素共同构成城市震害的基本环境因素，地震危险性包括地震大小和发生频度及其在空间分布特征。建筑物及其地基基础对地震作用的敏感性或抵御地震能力大小决定其本身属性，稳定的地基基础环境可以防止地震地质灾害的出现，稳定的建筑结构可以抵御强烈地震动，因此，建筑物及其所在场地的易损性特征构成城市震害的原本因素。但是，城市震害程度和受损大小，还决定其总体防灾能力、决定特殊的人文环境，例如人口密集和活动特点、人类活动环境分布、城市建筑设施功能和作用等，特殊设施可能导致对城市环境的污染，或构成次生灾害等，也就是说取决于其对社会的危害，只有在这三个基本环境条件下整体地考虑，进行城市的地震灾害预测并采取相应的对策措施，方能达到减灾之目的。

8.3 城市地震小区划和设防区划

城市地震小区划是城市工程地震研究主要内容之一。它是基于工程地震环境差异可能导致地震作用、震害类型、特点和程度等差异事实而对城市范围未来地震效应进行大比例详细的区域划分。其研究和涉及内容有区域工程地震环境、城市场地工程地震和地震工程环境、不同环境下地震效应及其评估、适应于不同工程抗震要求的区域划分等。城市地震小区划的侧重点是对该城市地震危险性和危害性作出科学的预测和评价，是城市抗震设防基础。城市抗震设防区划则是针对专门性抗震设防要求，以抗震设防为基本目标、用设防参数、场地抗震评价和土地利用等为内容的区域划分。因此，考虑到城市大小范围和城市地震地质环境和地震工程环境差异，从地震影响和破坏的角度，有必要对一些城市进行抗震设防区划，抗震设防区划主要内容包括设防烈度和设防地震动的划分，场地地段抗震条件划分及在此基础上评价所划分域区建筑结构类型和层数等。城市抗震设防区划不仅是对未来地震影响的一种预测，而且是对未来建筑工程的一种决策。前者是人们现今对地震作用这一自然现象的规律认识，后者则是针对这一规律目前可能付出的代价——抗震费用的投入。它是减灾效果和抗震投入的综合平衡，它受到当前社会、经济及其发展所制约。未来的地震作用仅仅是设防的基础和依据，但不是设防的标准。要使地震作用成为设防标准，尚需考虑预测结果的可接受性和抗震投入的可承受性，它是综合评估和决策的结果。从这一意义上讲，城市设防区是一种专门性地震小区划，它是城市小区划的延伸和深化，是带有政策性和决策性的城市区域划分。这些政策性和决策性的划分标准在抗震设防、设计有关法规中尤为明显。如GBJ11-89建筑规范所规定设防水准、场地类别、标准设计反应谱及其地震作用方面有关参数、地震地质灾害（如液化）评估等规定。这些规定不是纯自然的结果，而是经过人为处理。因此，人们在地震效应研究和预测中往往会出现和规定不相一致的结果也就不奇怪了。关键问题在于从效益和费用综合评估而提出相适应结论。

8.3.1 场地类别划分

城市场地类别划分是最为简单地震小区划的形式。场地土类别划分的指标为场地土的平均波速和覆盖层厚度，其表达形式以Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ类土划分，它是以现行抗震设计规范场地土及场地类别概念和相应的规定为基础的地震区划。根据场地类别和设防烈度，即可根据有关抗震设计规范获得地震设计参数，或者根据场地工程地震环境特征，对每类场地设计参数进行适当调整，并在最终区划中给出。因此，这种形式的小区划可操作性强，使用方便。这类小区划适用于低烈度区中小城市或地质条件比较简单的城市。

大连经济技术开发区 50km^2 范围小区划即是以场地类别形式并给出相应设计反应谱的地震小区划。该区划基本方法要点如下。

1. 开发区基本烈度确定

开发区基本烈度即设防烈度确定通过下列几方面综合评估而定，最终结果：由先前Ⅷ度降为Ⅶ度，这无疑会给吸引投资及社会经济发展带来长期的效益。

(1)据历史记载和仪器记录，以开发区为中心200—300km半径范围内共发生 $M_S \geqslant 4.7$ 级地震近50次(公元前70—1989)，其中 $M_S \geqslant 7.0$ 强烈地震8次；$M_S = 6$—6.9级中强地震

9次。这些地震主要发生在渤海、唐山震区、辽东半岛和靠近山东的黄海边缘一带。此外，1972—1983年还发生近3000次小震和微震($M_L \geq 1$级)。距开发区50km以内破坏性地震有：1855年12月11日金县$5\frac{1}{2}$级地震；1856年4月10日金县$5\frac{1}{4}$级地震；1861年7月19日普兰店6级地震。据对开发区内26个村的震害调查，上述地震均未对本地区造成破坏，而1976年唐山7.8级地震和1975年海城7.3级地震对本区影响是感觉强烈，基本上未造成破坏，海城地震影响略强于唐山大震。

据中国历史地震烈度分布图和历史地震等震线图集，历史上发生在本区的地震对开发区影响烈度为Ⅴ—Ⅵ度。

1985年3月25—6月21日在马桥子布设的两台DD−1短周期地震仪，在历时81天的记录中，其间所发生的12次地震主要分布在100km以外地区。

因此，开发区在历史上所遭受到的地震影响仅仅是属于有感或近于轻度损坏程度。该地区为少震区。

(2)据地震危险性概率分析，场地在50年内大于Ⅶ度地震发生概率为0.1。

2. 场地地质单元划分和场地条件宏观评价

大连经济技术开发区位于大和尚山山前倾斜平原上，松散地层主要是以粗碎屑漂石、卵砾石、碎石等为主，并充填有粘性土的山前洪积地层，粗碎屑物磨圆度不好，分选性极差。仅在局部地区分布有以季节性河流为主要动力作用的冲洪积地层或洪冲积地层，在沿山或低丘附近发育有残积和坡积碎石、风化粘土含碎石层。本地区粗碎屑物主要成分为石英岩、石英砂岩、石灰岩和白云岩等，充填物质主要为粘土、粉质粘土和粘质粉土等，松散沉积物和附近基岩岩性及大和尚山山体母岩相一致。因此，从成因上说，山前倾斜平原主要是由来自大和尚山季节性洪水携带附近风化剥蚀物质堆积而成。沿海地区发育有海蚀阶地和海漫滩沉积。

倾斜平原由北向南倾向黄海，地势北高南低，坡度由北向南逐步变缓。沉积物质也有明显的成带性，由北向南，物质由粗变细，厚度由薄变厚，尤其在季节性现代河床两侧形成较厚地层。地下水埋深亦由北向南变浅，沿海附近往往接近地表。

在开阔的倾斜平原上残留有侵蚀的低丘，在这些残丘顶部残留有1—2m厚洪积地层。在低山周围发育有洪积扇裙，这些扇裙在地形上表现为高于倾斜平原的倾斜高地，其间残留有季节性水流形成的冲沟。

根据地质地貌特征，大连经济技术开发区主要由三个地貌单元组成：

A低山丘陵区：主要由低山和残丘构成。其中包括开发区南部海边175m高程低山丘陵和小于100m高程残丘。从成因上看，低山丘陵为剥蚀型，残丘为侵蚀剥蚀型，尤其在50—60m高程，尚可见到洪积砾石，说明早期洪水可能抵达这一高度。

低山丘陵主要为基岩裸露区，表层有厚度小于1—2m的残积层，基岩主要为灰岩和火成岩，灰岩中等风化，火成岩局部为强风化，大部分为中等风化。灰岩中局部发育有岩溶，多沿层面或断裂发育。

B山前倾斜平原：以洪积成因堆积物为主体构成山前倾斜平原。按物质成因可分为三部分：

① 坡残积区：主要为倾斜平原后缘部分，由低山丘陵剥蚀和侵蚀物质在坡前堆积而成，大部为碎石夹泥，局部为红色粘土。

② 洪积扇裙区：主要在低山冲沟前沿形成洪积扇，多个扇连接成裙。主要物质为漂石、巨砾和卵石。

(3) 倾斜平原堆积：它为倾斜平原主体沉积物，主要由砾卵石和粘土组成，粘土呈红色、密实，充填于卵砾石中。

在倾斜平原中，现代季节性河床底部有河漫滩堆积，主要为卵石和砾石，松散但分布有限。

C. 海蚀、海积区：主要分布在沿海，由海蚀阶地、海积阶地和海漫滩构成。

(1) 海蚀、海积阶地：海蚀阶地主要由弱风化基岩所组成。海积阶地为基座阶地，表层 1—2m 海积物主要为砾石和粗砂，局部有贝壳层。

(2) 海漫滩：由中粗砂和淤泥质粘土所组成，沉积厚度 8—15m 不等。地表低洼、积水，潮水能侵没，长期积水形成淤泥质地层。局部地段含有几米含贝壳的淤泥或淤泥质土。

根据以上场地地貌环境和地质单元组成物质的基本地质特征，场地条件宏观评价如下：

(1) 低山丘陵区：一般属基岩或浅埋基岩场地，地基条件一般较好。除个别高陡残丘外，一般属对抗震有利地段。但对石灰岩分布区，应注意局部沿断层或构造裂隙形成的溶洞或其它岩溶问题。对于强风化区或断裂带，宜据工程地质要求给予查明。

(2) 山前倾斜平原：除坡残积和洪积扇裙因岩性组成复杂外，其余均为相对平坦、密实的中硬场地土，为对抗震有利段。对于沿低山丘陵发育的坡残积区和洪积扇形区，因基岩埋深浅、只要注意松散物的清除和场地平整，不会出现不利于抗震的问题。

(3) 海蚀、海积阶地为基岩或浅埋基岩场地，但地势不开阔，临海为陡岸，宜作风景开发区。对于重要的建筑，需以其作为场地时，应注意寻找开阔、距海岸略远场地进行布设。

(4) 海漫滩区：地势虽平坦开阔，但有几米到十余米厚的松散地层，局部含淤泥或淤泥质土，个别地段有海相中细砂层，地下水位高，总体上属相对不利地段。

对个别地段堆积相对较弱的中细砂层，因其分选性和磨圆度均差，结构相对致密，并含有碎石，其埋藏深度多在 3.5m 以下。根据 GBJ11-89 规范关于砂土液化判别要求，在Ⅶ度地震烈度下不会出现危害工程的砂土液化现象。因此，本区划不对此问题作专门讨论。

3. 场地动力特征评价

在这里场地动力特征主要指地层波速和场地优势周期特征，前者和松散层厚度共同反映了场地刚度特性及对波的传导特性，后者反映了场地振动特性。

场地动力特性现场测试包括：①波速测量：主要为 P 波和 S 波。由于场地基岩埋深较浅(一般 5—8m)，加之基岩、基坑在剖面上的岩土已被揭露，可以直接进行 P 波测量，并可采用穿透法获得。另外，大部地区还采用地震勘探法进行 S 波测量。为了扩大勘测深度，采用长线信号叠加处理，所用仪器为 Sony 记录仪和 7T08 信息处理系统。②地脉动观测：采用上述相同系统仪器，在典型地质单元上进行地脉动观测，平均而言，每平方公里布设 1—2 组观测点。

从场地波速特征来看，本开发区地层 S 波速普遍较高，平均 S 波速最大考虑深度以

大于 500m／s 地层为界线，最大厚度为 15m。对开发区的大部分场地而言，场地土为坚硬场地土和中硬场地土，仅局部地段为中软场地土。这里所谓坚硬场地土系指 S 波速大于 500m／s 地层，主要指基岩。而致密的洪积层或海积层，其埋藏深度多在 15m 以下。对开发区场地，坚硬场地土层埋藏深度多为 0—8m，仅在局部地区，主要在海漫滩地区埋藏大于 8m，最大深度为 15m 左右。

场地固有周期是地震作用下评价其总体动力特性指标之一，从共振效应的角度出发，只有在和场地固有周期相同的地震动作用下才能出现最大峰值，即发生共振作用。因此，根据场地固有周期可以评价其地震动特性。通过两种方法确定场地固有周期，其一是近似计算；其二是现场地脉动测量，寻找其优势周期。场地固有周期近似计算公式为：

$$T=\frac{4H}{V_S}$$

式中，H 为场地土层厚度，单位米；V_S 为实测组成场地地层波速。地脉动是一种在各种因素作用下的近地表微弱扰动，通过测量这种微弱扰动，在频率域内研究其频率分量的分配特点。根据上述两种方法综合得到场地固有周期，场地固有周期主要在 0.1—0.25s 之间，以小于 0.15s 短周期占主体。

4. 场地地震反应分析

场地地震反应分析目的在于了解场地地质环境可能对地震反应的影响，是场地地震动参数确定或地震作用分区依据之一。考虑到大连经济技术开发区场地地质环境相对比较简单，以往亦做过大量的地震反应分析工作，所以这次工作的重点为对海漫滩场地地震反应进行分析研究，最终结果应用将依据 GBJ11-89 规范基本精神进行处理。

作为地震反应的输入，基岩地震动按场地概率地震危险性分析结果给出。选用二个概率标准，即其一为 50 年超越概率 0.63，大致相当于重复周期近 50 年，这是一个常遇地震发生概率，这一结果将作为抗震验算的基础。其二为 50 年超越概率为 0.03，大致相当于重复周期近 1700 年的罕遇地震，这一结果可作为抗震变形验算的基础。为了进行地震反应分析，我们选取了 5 个典型剖面，作为地震反应典型模型。采用一维波导方程解方法，并根据场地土特征进行等效线性调整，完成地震反应分析。

5. 场地类别划分

根据开发区基本地震工程地质环境特征，主要是基岩和 S 波速大于 500m／s 坚硬土层的特点和埋藏深度、松散地层厚度、波速特征、其成因的地貌和地质环境、场地固有周期和地震反应分析计算结果等，将大连经济技术开发区划归为三种类型的场地，并给出相应地震影响系数。

基岩场地：地貌上属剥蚀低山丘陵和侵蚀残丘以及海蚀阶地，为基岩裸露区(埋深小于 2m)。岩石为灰岩、火成岩和石英岩等。除构造破碎带和火成岩岩脉分布区为中强风化外，大部分为中弱风化岩，岩石 S 波速大于 600—1000m／s，场地固有周期为 0.1s 左右。根据开发区基岩场地地震反应谱概率分析结果，在常遇地震概率，即 50 年超越概率 0.63 的概率水平下基岩最大地震反应为 49.5cm／s^2，这一结果和其它概率水准结果比较起来，显然偏小，可能原因是反映场地固有周期的地震反应未曾计算。为了安全起见，我们参照 GBJ11-89 规范做些调整，而对罕遇地震则采用计算结果。对于曲线的拐角周期，根据场地固有周期特征和地震作用特点，曲线平台应宽于场地固有周期，所以，对常

遇地震 T_g 取 0.2(s)，对罕遇地震，因发生概率降低，震级增大，故取 $T_g=0.25$(s)，则基岩场地地震影响系数为：

(1) 多遇地震截面抗震验算时水平地震影响系数：

$$\alpha=\begin{cases}0.07(5.5T+0.45) & T<0.1\\ 0.07 & 0.1\leqslant T\leqslant 0.15\\ 0.07(\frac{0.15}{T}) & T>0.15\end{cases}$$

(2) 罕遇地震作用水平地震影响系数：

$$\alpha=\begin{cases}0.48(5.5T+0.45) & T<0.1\\ 0.48 & 0.1\leqslant T\leqslant 0.20\\ 0.48(\frac{0.20}{T}) & T>0.20\end{cases}$$

Ⅱ类场地：地貌上以海漫滩和部分倾斜平原厚层堆积区为主体，海漫滩地层中含有淤泥或淤泥质土，相对比较软弱，坚硬土埋藏深度 8—15m。地层 S 波速为 150—300m／s 不等，地下水位浅，场地固有周期为 0.15—0.25s。根据五个地震反应结果，用最小二乘法得到Ⅱ类场地地震影响曲线。

(1) 多遇地震截面抗震验算水平地震影响系数：

$$\alpha=\begin{cases}0.09(5.5T+0.45) & T<0.1\\ 0.09 & 0.1\leqslant T\leqslant 0.4\\ 0.09(\frac{0.4}{T}) & T>0.4\end{cases}$$

(2) 罕遇地震作用水平地震影响系数：

$$\alpha=\begin{cases}0.54(5.5T+0.45) & T<0.1\\ 0.54 & 0.1\leqslant T\leqslant 0.4\\ 0.54(\frac{0.4}{T}) & T>0.4\end{cases}$$

Ⅰ类场地：地貌上以山前倾斜平原为主体，地层主要为洪积成因漂石、砾石，并充填有红色致密粘性土。近山前地区为坡残积层，地形坡度 5—10°，向海倾斜。坚硬土层埋藏深度小于 8m，S 波速为 240—400m／s 不等。场地固有周期为 0.10—0.15s。Ⅰ类场地比较坚硬，松散层厚度不大，它实际上介于基岩场地和Ⅱ类土之间，考虑其地震影响时，应注意到松散层弹性放大和场地固有周期的影响。α_{max} 值参照 GBJ11-89 规范取值，常遇地震取 0.08，罕遇地震取 0.5。由于场地固有周期较基岩场地为低，所以平台周期应宽，这里分别取该场地相应值为 0.20 和 0.25，这样，Ⅰ类场地地震影响曲线如下：

(1) 多遇地震截面抗震验算水平地震影响系数：

$$\alpha=\begin{cases}0.08(5.5T+0.45) & T<0.1\\ 0.08 & 0.1\leqslant T\leqslant 0.20\\ 0.08(\frac{0.20}{T}) & T>0.20\end{cases}$$

(2) 罕遇地震作用水平地震影响系数：

$$\alpha = \begin{cases} 0.5(5.5T + 0.45) & T < 0.1 \\ 0.5 & 0.1 \leqslant T \leqslant 0.25 \\ 0.5(\frac{0.25}{T}) & T > 0.25 \end{cases}$$

根据以上分析结果，大连经济技术开发区场地土类别及其地震作用分区见图 8.3.1。

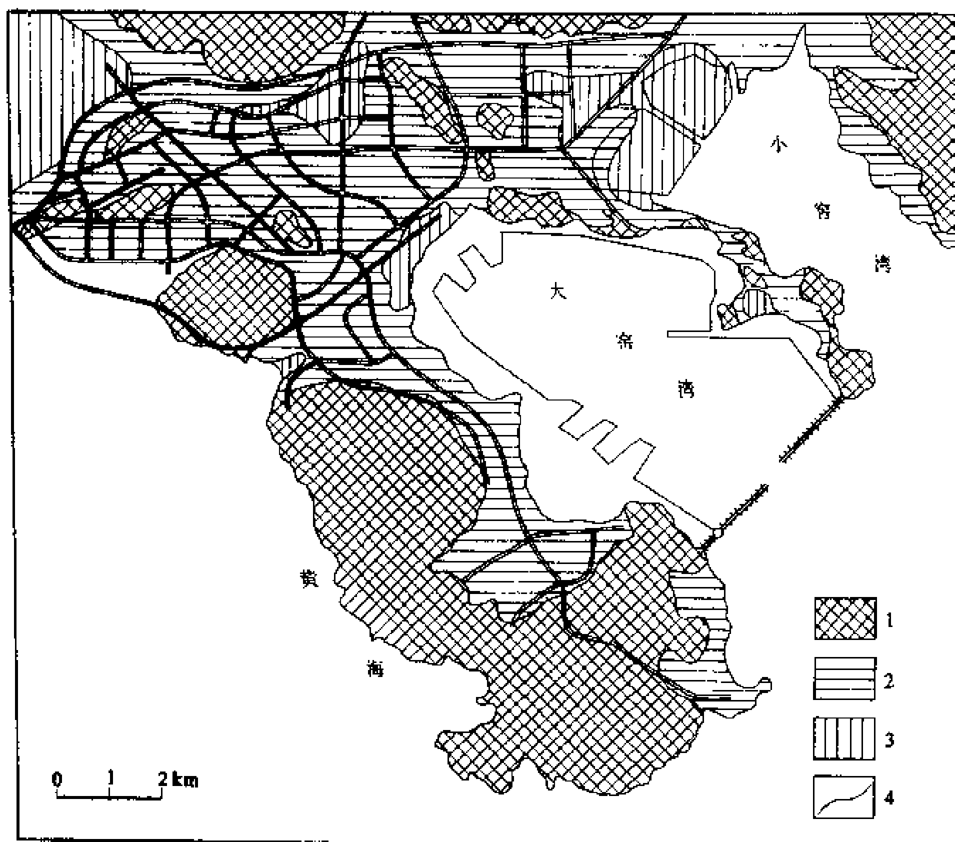


图 8.3.1　大连经济技术开发区场地类别分区图

1. 基岩场地； 2. Ⅰ类场地； 3. Ⅱ类场地； 4. 分区界线

8.3.2　城市地震动区划

城市地震动区划是以地震动设计参数为主要指标的小区域划分。主要设计地震动参数包括峰值加速度、峰值速度、设计反应谱、某一频率范围的反应谱值、持续时间、时程等。它是根据需要而定。对大城市和重要城市，多采用此类区划。城市地震动区划的基础，包括了以概率分析为基础的地震危险性分析、以城市工程地震环境为基础的地质单元划分和不同地质单元地震反应分析以及和有关抗震规范相协调的地震动参数区域划分。城市地震动区划实质上是从震源、传播路径和城市场地环境的角度对地震动影响和作用的系统预测，结合抗震设防的要求，完成设防参数的区域划分。地震动参数的区域差别多以等值线或分区来表示。

为了适应抗震设防概率要求，对各类地震动区划图应反映其发生的概率水准。GBJ11--89 抗震规范是以 50 年，$P=0.63$，$P=0.1$ 和 $P=0.03$ 三个设防水准为基础。地震动区划多以图件形式给出，目前常见形式有：

（1） 峰值加速度（*PGA*）图。以地面峰值加速度等值线或分区给出，所给出数值实质上相当于场地地震系数 *K*。一般以重力加速 *g*（980cm／s^2 或近似于 1000cm／s^2≈1000gal）为单位，为方便多用 0.05—0.1g 为等值线间隔为宜。

(2) 峰值速度（*PGV*）图。以地面峰值速度为主要指标，以等值线或分区形式完成区域划分。从地震反应角度，速度代表了中等周期时的相对稳定的地震作用，地面峰值速度单位为 cm／s。

独立的峰值加速度和峰值速度区划图，可以根据谱标定的原理，标定出相应的地震反应谱。因此，以此两参量为指标的区划图较为普遍。

图 8.3.2 为常德市区峰值参数等值线图，它是 *PGA* 和 *PGV* 合一图。

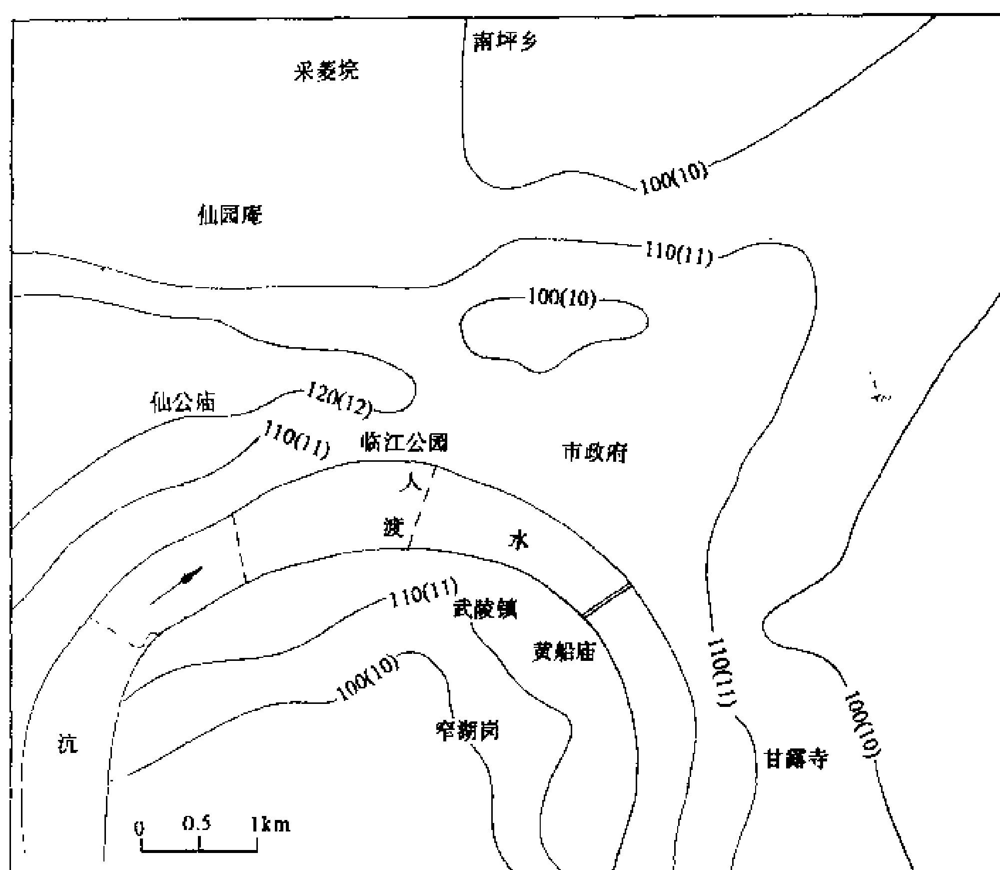


图 8.3.2 常德市峰值加速度，峰值速度等值线图(50a,$P=0.1$)
图中括号外数字为加速度，单位 cm／s^2；括号内为速度，单位 cm／s

(3) 峰值位移（*PGD*）图，以地面峰值位移为指标并以相应等值线或分区形式完成场地区划的图件。此图对于一些特殊、长周期柔性结构具有特殊意义。

(4) 设计谱分区图，它是以地震设计谱形式给出场地划分，一般所给出的谱多以标准

形式给出。标准谱包括：最大值，一般由地震系数 K 和反应谱放大系数最大值 β_{max} 乘积 α_{max} 来表示，α_{max} 被称为地震影响系数最大值，GBJ11-89 对结构抗震验算时采用不同赋值见表 6.9.2；谱拐角周期 T_0（短周时）和 T_g（长周期时）和限止使用最长周期 T_r；T_g 后谱衰减指数 a（详见 6.9）。

在某些情况下，对反应谱某些频率或频段的值以等值线形式进行区划，这就构成谱值区划图。例如以地震影响系数最大值（在某一频段范围）画成等值线，即构成地震影响系数等值线图。在一般情况下或从可信度角度，这类区划图不宜多作，对大范围平均场地，可以作为一种尝试。

(5) 地震持续时间分区图，它是以地震动持续时间为指标的分区图件。此图和上述图一起，可以采用人工合成方法进一步完成地震动时程的分区。从而满足了某些特殊或超高层建筑抗震设计时对地震动时程的需要。

8.3.3 城市地震地质灾害预测和区划

城市地震动区划仅仅满足了城市建筑抗震设计参数，即确定地震作用。为了减轻地震灾害和有效的设防，对危及建筑物安全的地震地质灾害区划是不可忽视的一环。由于城市所处的地震地质环境不同，城市地震地质灾害亦是不尽相同的。总体上说，我国东部地区，特别是沿海、沿江及广大平原地区城市，主要地震地质灾害为全新世饱水粉土和砂土的液化灾害，由可液化地层和软弱土层地震时导致的震陷、大范围地面下沉及地裂缝等引起的震害。我国西部山区城市，突出的地震地质灾害为斜坡失稳导致的震害、地震断层及其伴生灾害，黄土地区的土坡失稳和黄土震陷等导致震害等。由于地震地质灾害形成于特殊的地质、地貌环境。因此，城市地震地质灾害多为局部性，在个别情况下有大面积问题。如在河流三角洲上城市可能导致大面积砂土液化问题。这样，城市地震地质灾害图可以是以某一地震地质灾害类型进行区划，亦可以反映多种地震地质灾害进行综合区划。就目前情况而言，常见地震地质灾害区划有：

1. 城市可液化土层液化危害程度（等级）区划

这类区划一般包括基本设防烈度条件下的预测和罕遇地震条件（大致相当于较基本设防烈度高 1 度）预测。图 8.3.3 是辽河油田液化危害程度图。由于辽河油田地处下辽河三角洲，城市下广泛分布有全新世海相和陆相粉土和砂土。因此，就地震地质灾害而言是大范围的、普遍的，但因地质环境不同而液化危害程度是不同的。另外，从 a、b 两图比较，由于地震作用不同，液化危害范围是不同的。在罕遇地震时，严重液化区范围明显扩大，而轻微液化范围明显减小。

2. 城市震陷区划

在地震作用下，地表出现震陷、陷落等导致其上部或附近建筑物破坏，在许多地震震害调查中均有报道。我国唐山地震和海城地震引起软土震陷尤为突出。因此震陷研究和预测亦成为人们抗震防灾时所关心的问题。相对来说，震陷对结构破坏而造成震害比起液化危害小得多，也仅仅出现在局部的特殊的地震地质环境中。因此对其研究的深入程度亦显得不足，目前还处于有待于深入研究的阶段。虽然有一些定量预测的方法，但还处于探索研究成果，难以推广使用。目前为适应城市减灾要求，对震陷研究还是应以宏观震害经验对比为主，并辅以某些定量方法进行综合评价为宜。另外，震陷仅仅是一种自然灾害现

象，为了深入讨论其机制和达到工程使用目的，必要的从其成因机制角度进行研究，以便提出科学的预测和对策措施还是非常重要的。根据目前地震引起的陷落来说，大致存在如下几种成因机制的震陷：

(1) 构造震陷　主要是由于震源或极震区发震断裂错动而导致的局部陷落。其特点成带状分布，远离震中即消失。

(2) 液化震陷　地震引起可液化地层液化导致地表陷落，这类震陷比较普遍，特别在可液化地层分布区，其危害程度受液化危害等级制约。

(3) 软土震陷　在一些淤泥或淤泥质软弱粉土层分布地区，地震时这些土类软化而导致地表陷落，这在沿海或河湖相沉积地层中最为常见。

(4) 黄土震陷　地震时黄土空隙变化而导致地表陷落，在我国西部黄土高原多见。

(5) 其他震陷　如地震时岩溶坍陷、矿坑坍陷、防空洞穴坍陷等。

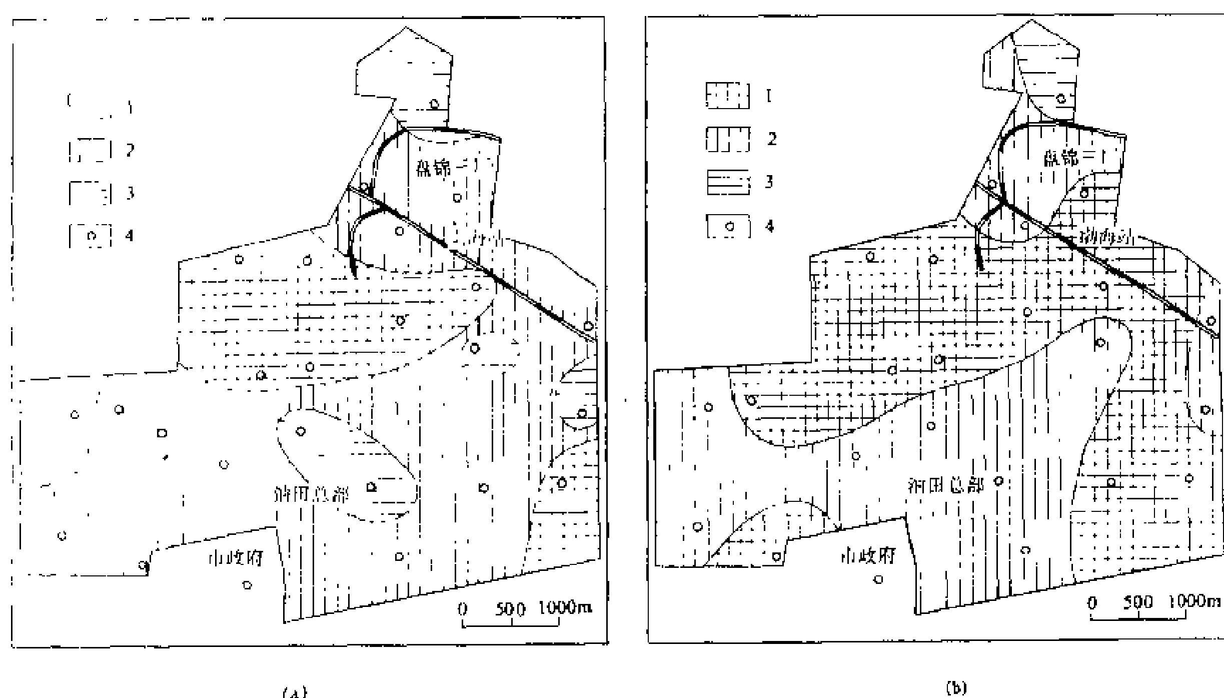


图 8.3.3　辽河油田液化危害程度图

(a) 基本设防烈度Ⅶ度时砂土液化程度；(b) 罕遇地震Ⅷ度时砂土液危害程度图

1. 液化严重区；2. 液化中等区；3. 液化轻微区；4. 钻孔位置

从城市区划而看，液化震陷在液化危害中亦已考虑，构造震陷、黄土震陷和其他震陷更具局部特点。软土震陷相对来说，在我东部沿海和沿河城市具有一定的普遍性。下面介绍一下辽河油田软土震陷和滑移区划概况。

辽河油田位于下辽河三角洲上，城市下 20m 以内存在淤泥和淤泥质类粘土，富含有机质，孔隙度大，具有很大的压缩性。根据唐山、海城及其它地震的经验，富含有机质成分的淤泥质土，在强震的作用下，出现震陷和滑移是极为普遍的，例如:天津塘沽交通部第一航务工程局四处 26 栋宿舍楼，在唐山地震前即已出现下沉，唐山地震时在原有下沉的基础上，产生新的突然下沉。据震后测量，三层楼下沉 15—18cm；四层楼一般下沉 17

—25cm。除了下沉外，许多楼房还产生了不同程度的倾斜，其中 11 号楼，震前倾斜为 12.4‰，震后增加到 30.63‰。塘沽新港地区的望海楼新村和建港新村的住宅楼，早在 1969 渤海地震时，就曾出现过下沉，唐山地震时下沉更严重，当时三层楼最大下沉量为 18.74cm，四层最大下沉量为 29.48cm，最大倾斜达 28cm。天津化工厂三氯乙醛车间是一个钢筋混凝土框架五层厂房，唐山大地震后下沉 30cm，二层和三层框架的填冲墙严重破坏，二层框架破坏严重。除上述建筑物以外凡是建筑在淤泥质土层上的钢罐、油罐、码头、排灌站，在海城和唐山地震时也都发生过不同程度的下沉。

从地质、地貌条件上看辽河油田和天津的塘沽、汉沽等地有些类似，即两地均为退海之地，早在全新世的中期和早期，两地均被海水所侵，直至全新世的后期，因海水逐渐退出，才形成了陆地。因而在沉积物组织结构以及性质方面都十分类似。但对比来看，油田区的淤泥质土地质层较塘沽、新港地区更为密实，塑性指数和压缩系数更小，内摩擦角和凝聚力更大，因此，估计未来强震时，会比塘沽、新港等地区稳定，出现的震陷和滑移量可能更小。

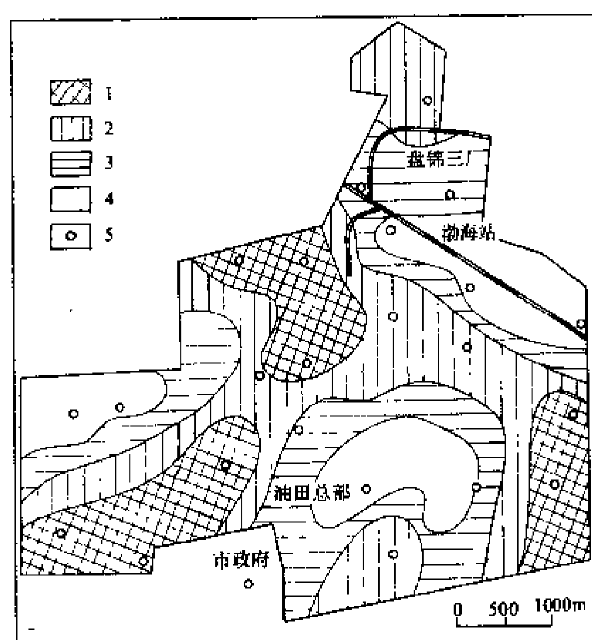


图 8.3.4 地震烈度为Ⅶ—Ⅷ时场地震陷程度预测图
1. 严重区； 2. 较严重区； 3. 轻微区；
4. 极轻微区； 5. 钻孔位置

通过以上分析和对比认为：①场地内地震烈度达到Ⅵ度时，建筑在淤泥质土地基上建筑物就可能产生震陷，但震陷量数值很小，对建筑物不会产生很大的危害；②当地震烈度达到Ⅶ度时，场地出现的震陷量有可能增加，产生几厘米的震陷，建筑物可能会出现轻微的损坏或损坏。Ⅷ度时，震陷量还会加大，但最多不会超过 20—30cm。在强震时建筑物本身除了发生竖向震陷以外，还有可能出现一定倾斜。建筑物会出现不同程度的破坏。根据唐山的经验，四层楼房最大倾斜量可达 20—28cm 左右，这一点在进行抗、防震设计时，也不能不加以注意。根据以往震害经验，震陷量的大小除和淤泥质土本身的物理力学性质有密切关系以外，还和淤泥质土厚度、地层结构、埋藏深度等都有一定关系。在通常情况下，土层厚度越大，土层结构越简单，含有机质成分越高孔隙和压缩系数越大，以及 C 值越小，则地震时产生的震陷量越大。根据这些经验我们综合了油田区内的淤泥质土的性质以及其它资料，结合 1975 年海城地震时油田区震陷情况，将场区分成不同震陷程度的四个区(图 8.3.4)。

8.3.4 城市场地抗震条件评价和分区

按照场地对抗震利弊进行城市抗震条件的区域划分是城市地震小区划和设防区划的组成部分，也是城市土地利用的基础。场地抗震条件一般分为对抗震有利场地、对抗震不利

场地和对抗震危险场地三个等级（见 6.8）。按这一标准进行城市抗震条件划分称为城市场地抗震地段的划分。一般应在详细的城市工程地震条件研究和评价基础上进行。图 8.3.5 为临汾市场地地段划分图。原则上它是按 GBJ11－89 规范场地地段划标准（见 6.8）进行的。

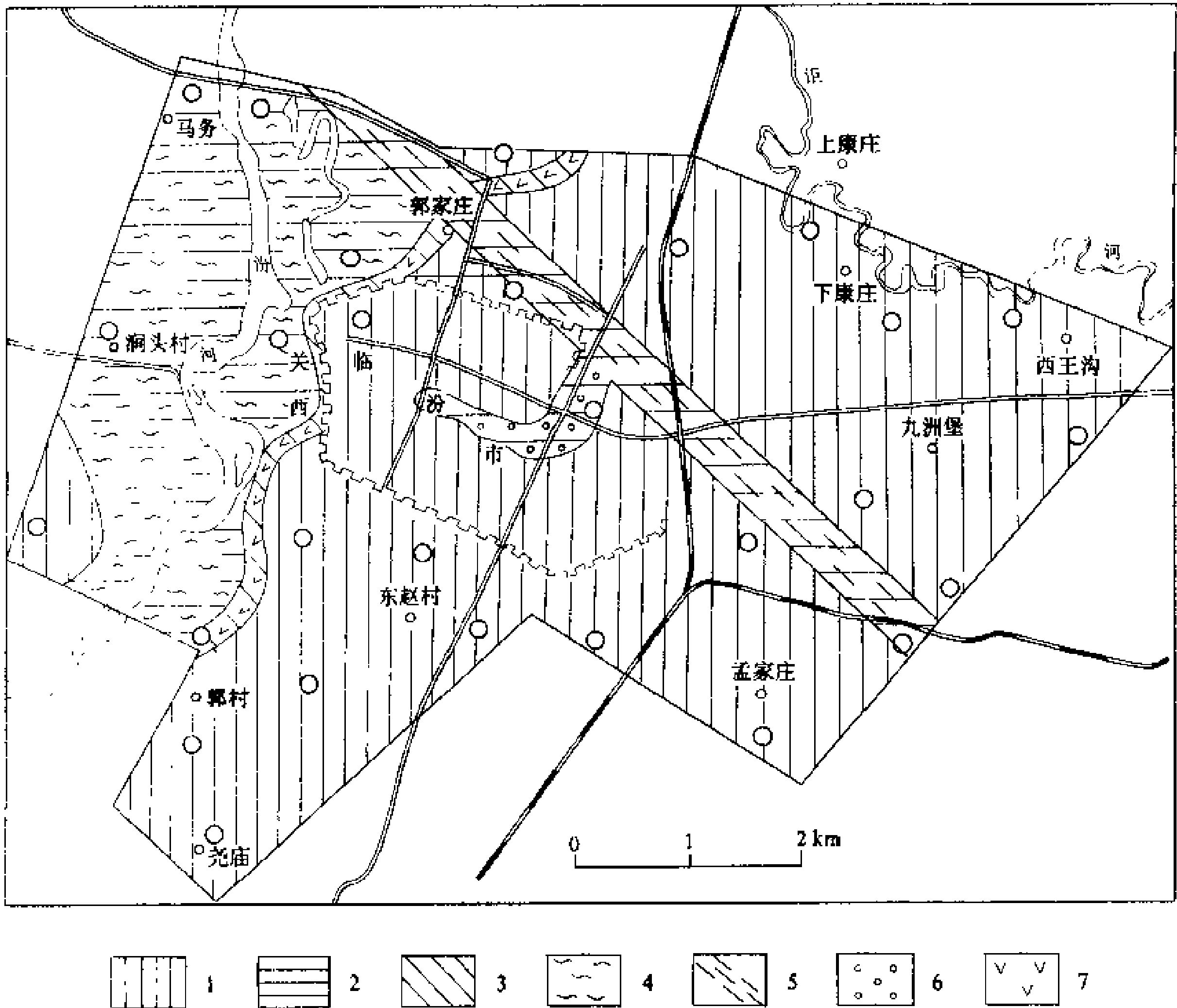


图 8.3.5　临汾市场地段划分图

1. 有利地段；2. 不利地段；3. 危险地段；4. 较重液化分布区；5. 历史地震地表断错；6. 地下人防工程分布区；7. 陡坎分布区

但在一些情况下，参照场地地段划分的基本条件，通过较详细城市工程地震条件研究，进一步细分并提出基本评价也是有其实际意义的。常德市场地抗震条件评价和划分即为一例。其重点是对常德市在地震诱发下可能产生的地基失效和作为建筑物地基的场地土层的永久性变形破坏进行综合分区和评价。常德市地处三种地质地貌单元，该三种地貌单元各有不同的地形地貌、土层性质和时代，从而决定了各有不同的工程地质和地基抗震条件。在高阶地地区，表层主要为中更新世粘土和粉质粘土，下伏砂砾石层顶板埋藏深度浅，因此，在该地区具有良好的地基抗震条件，但是地形相对高差较大，在地震诱发下，

在个别地段存在有斜坡失稳的条件；在Ⅰ级阶地地区，表层主要为晚更新世粉质粘土，在浅部土层中一般也不存在软弱土层，因此，该地区大部分也属于地基抗震条件良好地区；高漫滩地区不仅表层为全新世地层，而且广泛埋藏有软弱土层，除了饱和砂土和饱和粉土可能出现地震液化，造成地基失效并可引起地面破坏以外，饱和淤泥质土和填土在地震动作用下也可能造成地基震陷。

多次地震破坏资料来说明，淤泥质土和填土的地震破坏一般不如地震液化严重而广泛，但也不乏有震害的实例。例如1976年唐山大地震时天津市宁河地区就出现了由于厚层饱水淤泥质土产生触变而造成地面沉陷、开裂和大面积积水，并导致上部建筑物破坏的现象。1976年的云南龙陵地震时，镇安盆地内一些房屋的破坏就是由于在斜坡地带，房屋地基一边是填土一边是天然地基形成不均匀沉陷所造成的。1985年的墨西哥8.1级大地震，使座落在由年轻湖相沉积物组成的软弱地基之上墨西哥城，虽然距震中400km却遭到了极大的破坏。淤泥质土和填土因地震动引起的破坏一般具有以下几个特点：①淤泥质土和填土需要有比较大的厚度才能产生明显的破坏，特别是淤泥质土；②淤泥质土和填土的埋藏古地形条件。前面提及的龙陵地震时镇安盆地的房屋破坏就是在斜坡古地形上，填土地基厚度明显不同，或者是一边是填土一边是天然地基造成的；③淤泥质土和填土的地震破坏，与砂土地震液化相比，需较高的地震烈度。砂土液化在Ⅶ度区即破坏屡见不鲜，而淤泥质土和填土的破坏却少见。前面举例的宁河和镇安盆地的破坏都是发生在地震烈度Ⅸ度区。根据常德市的淤泥质土和填土的埋藏分布条件，在地震烈度Ⅶ度条件下，不会造成严重的破坏。但是在某些埋藏比较浅的地段和埋藏古地形的不利地带，也可能出现局部的破坏效应（不均匀沉陷、地裂缝等）。特别是淤泥质土和填土作为软弱土层在地震动作用下和埋藏比较普遍的液化砂土层叠加在一起，就可能加重震害。因此，有必要在地震液化等级分区的基础上，结合淤泥质土和填土厚度进行综合分区和评价，并指出各区可能出现的地面破坏现象。

根据上述原则和内容进行的场地抗震条件的详细分区和评价列于表8.3.1。

表8.3.1 常德市场地抗震条件分区

分区		地质地貌特征 表层土层	软弱土层	主要地面破坏	综合评价
G		高阶地，Q_2老粘土及粉质粘土		个别地段斜坡失稳	良好
E		Ⅰ级阶地，Q_3粉质粘土			良好
M	M-1	高漫滩 Q_4粉质粘土	液化砂土层＜2m 淤泥质土＜1m 填土＜4m	个别地点出现液化,但无明显破坏	良好
	M-2	高漫滩 Q_4粉质粘土	液化砂土层2—4m 淤泥质土1—3m 填土4—6m	局部地段出现液化和轻微地面破坏	中等
	M-3	高漫滩 Q_4粉质粘土	液化砂土层＞4m 淤泥质土＞3m 填土＞6m	出现较严重的液化,个别地段产生触变或不均匀沉陷	不良

8.3.5 城市综合小区划图编制

为了合理进行城市地震区划和防震减灾及土地利用，根据场地地震工程地质、地震反应、可液化土层及其它场地地震地质灾害评价等专题研究、专题研究中的基础图件与专业预测图件、并考虑到工程应用的需要，可进行城市场地综合区域划分，并以综合小区划图的形式，作为城市地震小区划最终的图件成果。其基本出发点是综合考虑场地地震工程地质环境诸因素特点，并在此基础上进行地震效应的预测，提供有抗震设计、抗震防灾、场地评价选择等方面的定量参数。它是环境和抗震需要的有机结合。城市综合地震小区划图成图基本原则仍然是，以工程地震环境为基础，以地震效应预测为重点，最终以适合于场地规划和土地利用、抗震防灾及抗震设计等应用为目的。下面以临汾市为例，概要介绍城市综合小区划所反映的主要内容和分区指标。

1. 场地地震工程地质特征

场地地震工程地质特征作为综合地震小区划的一级分区依据。根据场地地震工程地质特征将场地划分为：洪积扇、Ⅱ级阶地、Ⅰ级阶地和河漫滩四个基本场地一级单元。每个单元基本地质特征、地震反应特点、地震地质灾害综合评价概括于表 8.3.2。

表 8.3.2 场地综合工程地震环境特性评价和分区表

地貌单位	基本地质特征	地震反应谱类型	地震地质灾害评价
洪积扇	1. Q_{3-4} 碎砾卵石为主洪积堆积 2. 中硬场地上第四纪厚 400—500m 3. 平均波速 275—288m／s 4. 优势周期 0.19—0.22s	B	无明显地表地质灾害
Ⅱ级阶地	1. 由 Q_3 为主坚硬粘性土组成。属中硬冲洪积堆积 2. 中硬冲洪积堆积第四纪厚 400—700m 3. 平均波速 243—276m／s 4. 优势周期 0.22—0.25s	C和D	地震烈度为Ⅷ度时个别地段有轻微液化，Ⅸ度时个别地段中等液化，大部分无明显液化，阶地前缘为崩塌潜在区，地下坑道处为震陷潜在区
Ⅰ级阶地	1. Q_{4-3} 粘性土夹砂土为主的冲积堆积 2. 中软场地土第四纪厚 500—700m 3. 平均波速 188—208m／s 4. 优势周期 0.26—0.29s	C和D	Ⅷ度时阶地前缘有中等液化，后缘无明显液化，Ⅸ度时阶地前缘有较重液化，后缘有较轻液化
河漫滩	1. Q_4 砂层夹粘性土冲积湖积堆积 2. 中软场地土第四纪厚 600—700m 3. 平均波速 162—186m／s 4. 优势周期 0.32—0.39s	E	Ⅷ度时均有严重液化

2. 场地地震反应特征

场地地震反应特征及其类型作为二级分区依据。为了便于使用和与有关抗震规范相衔接，反应谱参数以规一谱的标准形状和地震影响系数给出，地震影响系数 α_{max} 分别给出常遇地震的截面抗震验算和罕遇地震作用抗震变形验算两种类型的数值。前者以 50 年，超越概率 $P=0.63$ 为基础；后者以 50 年，超越概率 $P=0.03$ 为基础。

为了反映地震工程地质环境对地震反应谱的影响，不同类型的反应谱所对应的场地地震工程地质特征，场地第四纪地层构造堆积厚度对地震反应影响，亦在地震反应谱类型和设计参数表中给出（表 8.3.3）。

表 8.3.3　地震反应谱类型和设计参数表

谱类型	地震作用类型	地震作用参数				场地地震工程地质特征				
		α_{max}	T_0	T_g	a	地貌	第四系厚度(m)	平均波速(m/s)	优势周期(s)	场地土性质
B	1	0.15	0.1	0.3	0.9	洪积扇	400—500	270—288	<0.2	中硬
	2	0.91		0.35						
C	1	0.16	0.1	0.4		Ⅰ、Ⅱ级阶地	500—600	194—265	0.2—0.3	中硬—中软
	2	0.90		0.45						
D	1	0.16	0.1	0.45		河谷漫滩	600	155—200	0.3—0.4	中软
	2	0.88	0.2	0.5						
E	1	0.17	0.2	0.5		Ⅱ级阶地	600～700	234～265	0.2～0.25	中硬
	2	0.87		0.55						

1. 常遇地震；2. 罕遇地震

3. 场地地震地质灾害

(1) 场地液化危害性　为了深入研究临汾市场地液化的可能性和危害性，采用了历史震害对比法、标准贯入法、剪切波速法和模式识别法。对临汾市场地砂土液化进行了综合预测。各地貌单元液化等级及其可能出现的危害程度列于表 8.3.4。

表 8.3.4　临汾市地震液化及其危害性预测结果表（以烈度Ⅷ度为预测标准）

地貌单元	液化层厚度(m)	液化等级	液化指数(PL)	地面破坏
洪积扇	0—0.42	Ⅰ（无）	—	
Ⅱ级阶地	0—2.36	Ⅰ（无）	0	—
		Ⅱ（轻微）	0.6—2.24	个别地点可出现喷水冒砂，但地面无明显破坏。阶地前缘和防空洞应注意震陷和地裂
Ⅰ级阶地	0—4.23	Ⅱ（轻微）	0.4—1	个别地点会出现喷砂冒水，但地面无明显破坏
		Ⅲ（中等）	5—13	局部地段可产生喷水冒砂和地面轻微的沉陷和开裂
河漫滩	0.72—8.0	Ⅳ（严重）	27—53	较广泛地出现喷水冒砂，较明显的地面沉陷，开裂积水等破坏

(2) 地裂缝　临汾市为一历史悠久城市，长时间的人类活动和近些年城市的发展，环境面貌发生很大变化。其中较为突出的是不同时期留下的地下战壕、防空洞，以及自然边

坡的开挖和回填，形成陡坡和人工填土区。在地震作用下有可能出现因不均匀下沉而引起的地裂缝。特别在一些阶地前缘陡坎地带，地震时可能出现因局部斜坡失稳而形成的平行于阶地前缘的地裂缝。1695年临汾地震，北西西向发震构造横穿临汾市，该条断裂地表断错小于1m。虽然临汾盆地震级大于7级的地震在工程使用期内，没有原地重复的可能或可能性很小，但作为历史事实，并且根据国内外关于活断层附近建筑物安全距离的统计资料，断裂带200m宽度范围内是产生地表地裂缝潜在分布区。因此，将其在图中标出，以供规划和重大设施选场时参考。临汾市汾河两岸漫滩及Ⅰ级阶地的前缘，因地震时砂土液化严重，亦会导致局部地段的地裂缝出现。

(3) 斜坡地震失稳 在临汾市老城区西部北部Ⅱ级阶地前缘，自然边坡较陡，高差较大，有些大于10m。由于人工开挖形成较高陡坡。这些地段在地震作用下，易产生崩塌、滑坡等地震失稳现象。

根据以上基本内容，并根据场地工程地震环境及其对建筑场地综合影响,编制出临汾市综合地震小区划图(图8.3.6)。

8.3.6 城市场地地震区划图系

城市场地地震区划（地震小区划和抗震设防区划）是城市土地利用、抗震防灾的基础本依据，其成果的获得，是在一系列有关城市工程地震环境研究和评价基础上进行的。而城市工程地震环境研究有其延续的历史过程，并随着城市的发展而逐步增加其研究的程度。而城市场地区划是在一定时间内，基于对地震危险性、危害性的认识和评价、对城市工程地震环境了解程度及所使用的评价方法、现时人们对设防效益和投入综合平衡，即和受经济条件制约的可接受性和可承受性等而进行的决策。为了使城市场地区划对过去和将来都有延续性，并全面地反映基本工程地震环境特征，并使城市场地区划纳入环境评价的范畴，用一二张区划图是无法达到目的。在这种情况下，用一个图系来表达是最有意义的。

城市场地区划图系以这一基本指导思想，在城市工程地震环境评价基础上，仍以地震和地质环境为基础，地震工程应用为目的，地震效应预测为主导，但以图系表达的场地地震区划。实质上是城市工程地震环境评价图系。

城市场地综合区划图系结构由基础图系、专业预测图系和综合区划图系三个部分所组成。基础图系是城市基本工程地震环境的系统反应，它包括了地貌成因环境，第四纪构造堆积环境，浅层地层地质成因状态，地下水活动和场地动力特征等。这些基本的工程地震环境，无疑是城市地震效应预测和场地地震区划的基础。专业预测图系是从地震效应、震害预测和设防区划角度考虑，为了直观和便于使用，以GBJ11-89基本要求为基础，完成各图系，它包括了地震影响系数划分图系和主要地震地质灾害划分图系。对应这些专业预测图系，无疑对城市设防提供了依据。综合预测图系即城市场地地段划分图和城市综合地震小区划图。它是在上面两个图系基础上多角度、多指标综合划分，其基本特征是既具有反映整个城市场地工程地震综合特征区域划分、又有为满足抗震设计和场地选择的基本参数，从而，为进一步抗震防灾规划提供了定性和定量评价的基础。

图8.3.7为某城市地震区划图系的主要结构和图系内容。对于不同城市，由于地震地质环境差异，应在总的图系结构框架下，根据区划需要确定具体内容和图件数量。

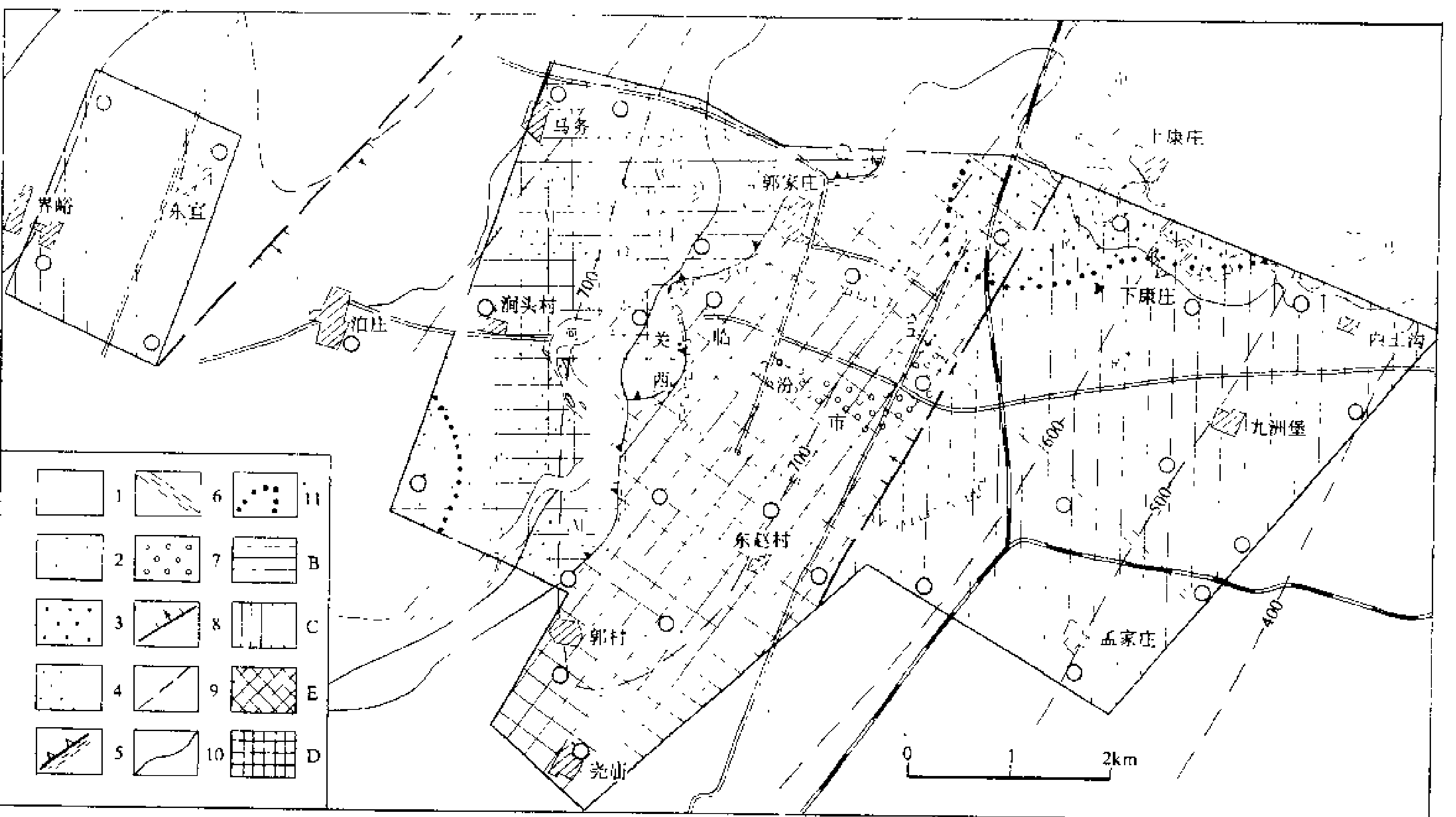


图 8.3.6 临汾市综合地震小区划图

R. Ⅱ级阶地；Y. Ⅰ级阶地；M. 河漫滩；B、C、E、D 地震反应谱类型

1. 非液化区；2. 轻液化区；3. 中等液化区；4. 严重液化区；5. 地震边坡非稳定区；6. 地震地裂缝易发生区；7. 地震易坍陷区；8. 断层；9. 第四纪等厚度线(m)；10. 地貌地质单元界线；11. 液化等级界线

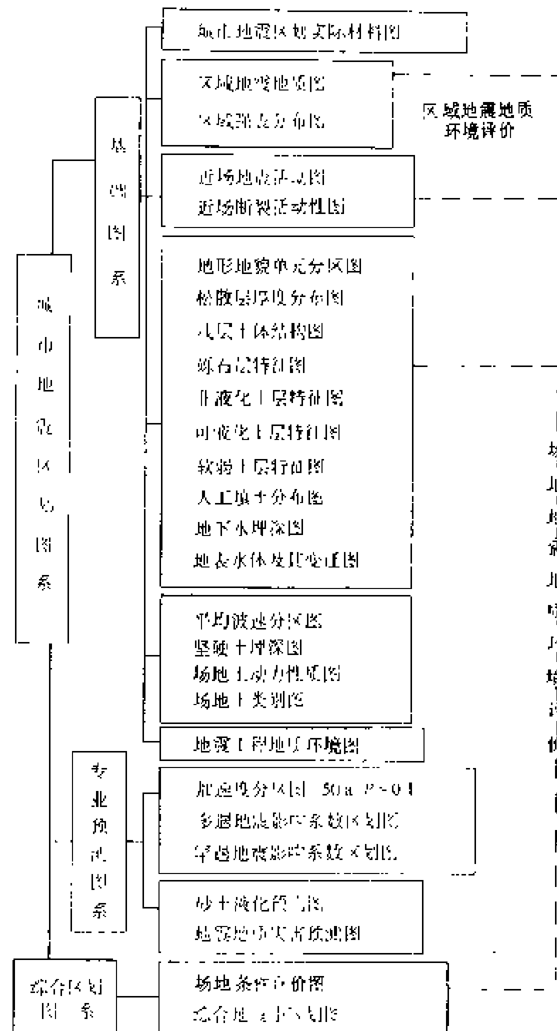


图 8.3.7　某城市场地地震区划图系结构框图

第九章　水利水电工程地震研究

9.1　水利水电工程地震研究的基本要点

水工建筑物中以大坝安全最为重要。大坝溃决会给人类带来生命和财产巨大损失。1990年伊朗 $M=7.3$ 级强震导致震中区麦杰尔坝体横向剪断;1971年美国圣费尔南多地震时圣范诺曼土坝濒临倒溃。1962年我国河源地震时新丰江混凝土支墩坝和1967年印度柯依纳地震时柯依纳混凝土重力坝都遭到地震破坏。据1984年世界大坝登记，六种主要类型（重力坝、拱坝、多拱坝、支墩坝、土坝和堆石坝）总计34798座挡水坝中，192座曾受地震影响，其中75座遭受不同程度破坏，约占40%。大坝遭受严重破坏的震例，一方面反映了常规设计的局限性，需要进行特殊的设计考虑。另一方面也反映了水电工程地震安全性评价和正确确定地震设防参数的重要性。因此，水利水电工程地震研究历来受到重视。

9.1.1　水工规范所涉及到的工程地震问题

根据我国第一部水工建筑抗震设计规范(SDJ10-78)，涉及到工程地震方面的具体要求要点是:

(1) 水工建筑物抗震设计，一般采用基本烈度作为设计烈度。对于一级挡水建筑物，根据其重要性和遭受震害的危害性，可在基本烈度基础上提高一度。对一级和二级水工建筑物，根据需要进行动力分析和试验研究加以校核；对高度超过150m的坝，应进行动力分析，并提出设置地震加速度仪等进行观测的要求。

水工建筑物的地震荷载，一般只考虑水平向地震作用。设计烈度为Ⅷ和Ⅸ度的一和二级挡水建筑物，除单曲拱坝外，应同时计入水平向和竖向地震惯性力。地震惯性力表达式中水平地震系数 K_H 对应Ⅶ、Ⅷ、Ⅸ设计烈度时取值分别为0.1，0.2，0.4。

(2) 结合抗震要求选择有利的工程场地和地基。水工建筑物的场地选择，应根据区域构造和历史地震资料，通过地震地质调查和工程地质勘察，按构造活动性、场地土和地形地貌条件进行综合评价。应尽量选择对建筑物抗震相对有利地段，避开不利地段，未经充分论证不应在危险地段进行建设。

对抗震相对有利地段一般指：坝（闸）区、库区及其邻近无较近期活动性断裂，地质构造相对稳定，同时地基为比较完整的岩体和密实土层，岸坡稳定条件较好。

对抗震不利地段一般指：库区及其邻近地质构造复杂，有较近期活动性断裂，坝（闸）区有可能发生“液化”的土层或软弱粘土层分布，岸坡稳定条件较差。

对抗震危险地段一般指：坝（闸）区地质构造复杂，有较近期活动性断裂，有可能伴随强震产生地震断裂，或地震时库区和坝（闸）区的岸坡可能产生大规模塌滑，威胁建筑物安全而又难以处理者。

(3) 在兴建高水头大水库时，如库区地质构造复杂并有较近期活动性断裂分布，应研究产

生诱发地震的可能性。对产生诱发地震可能性较大水库，应尽量在蓄水前由有关部门设地震台进行监视。

(4) 在岩体结构复杂，有软弱结构面分布的高山峡谷区兴建水工建筑物时，必须查明在设计烈度条件下库、坝区可能产生塌滑的岸坡的分布，估计可能的危害程度，提出处理措施。对难以处理者应尽量避开。

(5) 对于土基中可能发生“液化”的土层和软弱粘性土层，应根据有关规定进行评价。

9.1.2 水利水电工程地质勘察中涉及到的工程地震问题

水利水电工程地震研究属水利水电工程地质勘察范畴。水利水电工程地质勘察一般分为规划勘察、可行性研究勘察、初步设计勘察和技施设计勘察等阶段。而工程地震研究一般需要在可行性研究阶段完成。主要工程地震问题有:

(1) 坝址区基本烈度核定(包括基本烈度复核)，以确定坝址区设计烈度；

(2) 特大型工程和地质条件复杂的大型工程的地震危险性评定（包括地震危险性概率分析）和有关设计地震的参数确定(包括设计谱和时程)；

(3) 工程地区断层活动性及其工程地震评价。包括断层最晚活动时代、特点与地震关系。如上限震级、复发期、地表断错、近场地面运动等及其对水利水电工程影响的评定。

(4) 分析研究水库诱发地震可能性及其对水利水电工程影响。

对于在可行性勘察阶段初步判断水库诱发地震的可能性及其对水利水电工程产生影响时，在初步设计勘察阶段还需要安排水库诱发地震的专题研究，其研究重点是在搞清库区地震地质条件、深大断裂、现代活动断层和发震断层、库盘岩体结构和水文地质结构、断裂破碎带的导水性及其与库水的水力联系等，预测水库诱发地震类型、潜在发震区、可能最大震级及其对水利水电工程的可能影响。对于重大工程只少在蓄水前1—2年设立地震台网或流动观测站进行地震活动性观测。

9.1.3 当今水工设计原则所涉及的地震动

当今的水工建筑物抗震设计，吸收了核电抗震设计思想，考虑到安全、社会经济效益及地震活动特点采用多级设计原则。如混凝土大坝的设计基本原则是对于常发生的中等地震，反应处于弹性范围内，在非常强烈的地震作用下，允许一些局部的开裂，但要易于经济上修复，无害于其安全贮水能力。

(1) 设计地震　通过库坝区地震活动特点及其历史、断裂活动及其危险性和危害性、强震记录等深入研究分析，选择可以代表结构有效使用期内可能遇到的中等地震动和可能发生的强烈地震动作为设计地震。给出两种振动强度的水平与竖向地震动分量的时间过程(或人造地震波，或修正的地震动记录)。初步设计可以只用水平向的平滑化的反应谱。

(2) 弹性设计　采用两步设计法，第一步为初步设计，用简化方法；第二步在动力反应校核中进行准确分析。

(3) 强烈地震动设计　在强地震活动地区，地震动峰值可以达到很大，若要求坝体地震反应处于弹性阶段，设计成本将会大大提高，很不经济。在确保其贮水功能条件下，允许产生局部开裂，但在震后可以立刻修复和正常运行。

中国台湾翡翠大坝的抗震设计体现上述思想(胡聿贤，1988)。翡翠拱坝距台北市20km左

右，为70年代后期开始设计的拱坝，坝的安全要求特别高，受美国大坝设计的影响，参照核电站抗震设计的方法，除了用传统的静力法外，同时采用动力分析方法，并对设计地震动提出三个要求：

① 最大可信地震动（MCE） 当遭遇到最大可信地震动时，允许坝体发生有限程度的损坏，但不得造成突然或无法控制的库水泄放，而且若干主要设施应能维持运转。

② 设计依据地震动(DBE) 此地震动为在大坝经济寿命中可能发生一次的地震，取回归期为100年，要求在遭遇此地震动时，坝体虽可容许易于修复之损坏，但必须保证坝体主要设施的运转功能。

③ 运行依据地震(OBE) 在遭遇此地震时，大坝及其一切重要设施都应保持其功能，不允许有任何破坏。一般取回归期25年。

9.2 坝址地震基本烈度复核

9.2.1 坝址区基本烈度复核的重要性和必要性

水工建筑物抗震设计是以基本烈度作为设计烈度。作为Ⅰ级挡水建筑物，根据其重要性和遭受震害的危害性，可提高一度设防。因此，挡水建筑物所在地区——坝址区的基本烈度合理确定不仅仅涉及到其安全和经济效益，而且也是可行性必要条件之一。

国家地震局有关部门虽然对全国范围进行过多次地震基本烈度的研究和区划。但其给出的区划多以小比例尺形式出现。其使用范围难以满足挡水建筑物的设防需要。最新公布中国地震烈度区划图（1990），其使用范围明确规定，在基本烈度区划图的基础上，应进行专门性地震安全评价工作的工程地区有：

(1) 地震设防要求高于本烈度区划图设防标准的重大工程、特殊工程、可能产生严重次生灾害的工程。

(2) 位于地震烈度区分界线附近的新建工程。

(3) 某些地震研究程度和资料详细程度较差的边远地区。

(4) 占地范围较大，跨着不同工程地质条件区域的大城市和大型厂矿企业，以及所建设开发区。

除第（4）条涉及城市和厂矿区外，其余三条均限制了Ⅰ级挡水建筑物对基本烈度图直接使用而需进行专门性地震安全评定，这是因为：

(1) 中国地震烈度区划图（1990）上所表示的地震烈度值，系指在50年期限内，一般场地条件下，可能遭遇超越概率为10%的烈度值。该烈度值称为地震基本烈度。而对于大型的水工建筑物的抗震设防标准要么提高一度设计，要么以年超越概率为（1—2）10^{-4}时，坝区所遇烈度值设防。目前基本烈度所遇概率作为设防水准是远远不够的。

(2) 我国大型水电工程多集中在西部边远地区。西部地区地震地质条件复杂、地震和地质活动强烈。由于交通和人口稀少，这些地区地震地质研究程度和资料详细程度是相对较差的。由此亦造成这一地区的地震烈度区划界线的不定性。很多的良好水工坝地即位于其附近。

(3) 水电工程坝址及其周围，在各个勘察阶段不断提供更多的更详细水文地质和工程地质

勘探资料和试验资料，充分利用这些资料和可能提供的地震地质信息，估价地震危险性和断裂活动性及其可能设计地震动影响、地震地质灾害评估等是完全必要的。

(4) 由于历史原因，或者由于受当时条件限制，或者由于新的地震活动趋势等，某些早期已评定基本烈度的水电工程需要重新复核其基本烈度。

9.2.2 坝址区基本烈度复核的原则和方法

坝址区基本烈度复核往往是针对原有已鉴定或烈度区划图上标定的烈度值而言，因此，充分理解原有基本烈度确定的原则和方法尤为重要。针对原有烈度确定中或工程关心的、对基本烈度确定有直接影响的、某些关键的地震地质问题进行深入研究与评定方能达到烈度复核之目的。目前使用方法大致有两种：

(1) 以确定性方法为主最大可遇地震法。这一方法来自于中国地震烈度区划图（1977）。该图定义的基本烈度为未来百年平均场地条件下可能遇到的最大烈度。为了确定这一烈度，在烈度复核时应达到下列基本要求：

① 确定研究区内未来百年内可能发生破坏性地震的区域和地点。要求结合未来百年地震趋势分析结果，进行发震构造条件的研究，最终确定出地震危险区。其中坝址区及其附近地区发展构造条件的详细研究和比较及评价是最为重要的一环。

② 坝址区未来百年内可能遭受到最大地震危险，包括外来地震的影响和区内发生的地震。首先通过地震活动水平、地震构造条件对比，确定各个地震危险区最大震级。然后根据较大范围不同级别地震破坏程度（烈度）资料统计，确定出不同震中烈度的地震的烈度衰减规律，从而确定出坝区最大影响烈度。

(2) 以概率分析法为主坝区地震烈度危险性分析法。这是中国地震烈度区划（1990）所采用方法。它通过坝址区地震烈度的概率危险性分析，并以 50 年超越概率为 0.1 的概率烈度为基础确定基本烈度。主要内容和步骤如下：

① 确定潜在震源区，其范围一般以坝址区为中心 300km 范围。

② 通过统计地震区带划分，确定出各潜在震源地震活动性参数。主要包括上限震级 M_u；震级-频度关系中的 b 或 β 值；计算的起始震级 M_0；年均发生率 v 及其空间分配权系数等。

③ 建立适合于坝址地区地震烈度随震级和距离的衰减关系；

④ 计算坝址区地震烈度的概率分布。

⑤ 以 50 年超越概率为 0.1 时坝址地区可遇烈度为基础确定出该场地基本烈度。

从目前抗震设计逐步向以概率设计发展的今天及中国地震烈度区划图（1990）公布以后，在可能条件下均应按第二种方法完成基本烈度的复核。但是，由于某些条件的限制，如坝址区资料样品多少和可信程度、坝址区地震地质环境特征及其复杂性等，以两种方法相结合，进行综评定不失为基本烈度复核和鉴定的一种可接受的方法。

9.2.3 大柳树坝址基本烈度综合评定

1. 评定烈度所展开的重点工作的内容

大柳树坝址位于宁夏回族自治区中卫县境内黄河黑山峡出口以上 2km 处。大柳树水库将是黄河上游进行反调节作用的最后一个大型梯级水库，它的建设将对宁夏、内蒙古、陕西和

甘肃长期干旱缺水的广大地区的穷困面貌改变有重大作用，在水利、发电、交通和改善生态环境方面发挥巨大效益。关于大柳树坝址的地震基本烈度，近年来先后曾提出过不完全相同的鉴定意见。为复核坝区基本烈度，在以往工作基础上，国家地震局地质研究所(1987)重点进行下列几方面研究：

(1) 坝址周围地区 1∶100 万重力资料不同高度的延拓处理和航磁资料化极上延处理；

(2) 坝址周围地区卫星影象和航空照片全面判读和解译；

(3) 详细调查了坝址附近主要活动断裂带，海原断裂带与中卫-同心断裂带地质填图和水系位移实测。1709 年中卫南 $7\frac{1}{2}$级地震的地表破裂带追索和测绘，主要活动断裂上探槽和样品测年，断层岩标本显微构造和岩组动力学分析、扫描电镜石英颗粒显微形貌研究。

(4) 1709 年中卫南地震参数(震中烈度、极震区范围及对坝址的影响等)的专题研究。

(5) 坝址周围较大范围内的地震活动分析，研究了地震活动期，划分了地震区、带，作了熵谱分析、极值统计，研究了 b 值与缺震情况，预测了未来百年的地震活动趋势。

(6) 坝址区地震危险性概率分析。

2. 评定烈度基本依据

(1) 历史地震对大柳树坝址区影响

自有地震记载以来，大柳树坝区所遭受的地震影响情况是，影响坝区的最大地震为 1 920 年海原 8.5 级地震；距坝区最近的强震为 1852 年中卫 6 级地震，距坝址区约 25km；坝址最高影响烈度来自 1709 年中卫南 $7\frac{1}{2}$级地震，影响烈度为Ⅶ—Ⅷ度。

(2) 以往对大柳树坝址区的基本烈度意见

① 据 1977 年中国地震烈度区划图，坝址区位于Ⅶ度区。

② 国家地震局兰州地震研究所 1979 年核定大柳树（眉梁营）水电站所在地区地震基本烈度为Ⅷ度（水电部西北勘测设计院，1984）。

③ 据国家地震局兰州地震研究所工程地震研究室（1985）对大柳树坝址进行地震危险性分析结果，50 年超越概率为 0.1 时，大柳树坝址区的峰值加速度约为 0.23g(980cm／s^2)。

④ 宁夏回族自治区地震局廖玉华等（1985）根据黄河黑山峡地区主要活动断层、地震活动及其对大柳树坝址的影响，认为大柳树坝址基本烈度以Ⅷ度为宜。

(3) 大柳树坝址地震地质环境

① 从构造上，大柳树坝址位于海原活动构造带和中卫-同心活动构造带之间香山-天景山隆起内，香山-天景山隆起是一个相对稳定构造区。尽管坝区距中卫-同心活动断裂带较近，但并不位于晚第四纪活动断层上。

② 从地震活动空间分布上看，大柳树坝址位于海原地震带和中卫-同心地震带之间地震活动相对较弱的地区，其表现是：a. 坝址区无直接破坏性地震记载，仅仅是外围地震的影响区。b. 现代微震活动，主要分布在坝址区 20km 以外地区。c. 对坝址区影响最大的中卫-同心构造带，在地质活动上有明显的差异性和分段性。最强活动分布于中段天景山北麓断裂上，它也是 1709 年 $7\frac{1}{2}$级地震的发震构造。距坝址最近的 F_{201} 断层，其活动较弱，且无现代强烈活动迹象，在地表出露长度仅 7—8km。根据古地震研究，5 次古地震事件发生于晚更新世晚期至末期，第二次至第五次间隔平均为 5100a；全新世仅发生 1 次地震，其间隔至少 6500a。

(4) 古地震和大震重复间隔研究

为了揭示象1709年那样大震的重复间隔，在坝址区附近进行了古地震研究。有关研究结果如下：

① 据国家地震局兰州地震研究所工程地震研究室（1985）探槽资料，中卫-同心活动断裂带在全新世中晚期共发生类似1709年中卫南地震震级的事件有3次，事件Ⅰ发生距今4840±60a，事件Ⅱ距今2690±60a，事件Ⅲ则为1709年地震；用^{14}C测定法求得大地震平均复发周期为2299a；用微地貌法求得的大地震平均复发周期为2100a。

② 根据我们对F_{201}断层探槽中发现的6次古地震事件的研究，前5次地震事件均发生于晚更新世晚期至末期，第二次到第五次的间隔为4300—6200a，平均为5100a余年。全新世仅1次古地震事件，其间隔至少6500a。在1709年地震形变带内古地震探槽中揭露，类似于1709年$7\frac{1}{2}$级左右地震重复周期为4000a左右。

③ 根据本工作区范围有记载以来地震强度最大熵谱分析，$M≥7.0$地震的间隔约为200a。从公元前193年以来，$M≥7.0$地震共8次，其中$M≥7.5$4次，实际间隔时间约500a左右。若历史地震机械重复，$M≥7.5$级地震的原地重复也在2000a左右。

因此，象1709年那样大的地震，在原地重复时间为2000a左右。1709年刚发生$7\frac{1}{2}$级地震，距今不到300a，所以估计在未来1000—1500余年中不大可能在原地重复$7\frac{1}{2}$级地震。

(5) 远场区内的地震能量累积状况

根据西海固地区缺震估计，在未来百年内缺震并不严重，震级≥7.5的地震仅缺0.6个。按本区四个$M≥7.5$震源来考虑，原地缺震平均仅占0.15个，按2000a重复间隔考虑，尚需累积1500a以上。

(6) 坝区地震危险性分析结果

采用椭圆衰减断层破裂模型，用两组烈度衰减公式进行大柳树坝址地震危险性分析的结果是：

100年超越概率0.2时坝址区的平均计算烈度为7.3—8.3度，相应的峰值加速度小于0.225g，和百年为基准期的最大可遇烈度相近。

(7) 地震危险区对坝址区影响

根据本地区地震烈度影响场资料，坝区周围（西海固地区）未来百年的地震危险区对大柳树坝址影响烈度，最大为Ⅷ度，即长流水$M=6—6\frac{1}{2}$地震危险区发生地震对坝址区的影响。

因此，从以上七个方面的分析，大柳树坝址区的基本烈度可以维持Ⅷ度结论，即大柳树坝址的基本烈度为Ⅷ度。

9.3 坝址区地震危险性评价

9.3.1 坝址区地震危险性评价基本任务

坝址基本烈度鉴定或复核主要是解决坝址设防基本烈度。当然，按现行水工建筑设计规范（SDJ10-78）要求，在确定了坝址基本烈度后，参照抗震设计规范有关规定和程序即可进行水工建筑物的抗震设计。但是，随着水工建筑的抗震设计由静力、准静力学向动力学设计发展和抗震设计的风险水准的选取。它需要根据坝址周围及基本工程地震环境，对未来可能的地震动，一方面要给出大小、谱特征和持续时等要素的预测，同时亦要给出这些地面运动

要素可能发生的概率水准。另外，还要作出坝址区断层工程地震评价和近场地震动评价等。所有这些，仅仅靠单一的地震烈度评定是远远不够的。在这种情况，坝址地震危险性全面评价显得特别有效。从广义坝址地震危险性评价角度，其基本任务可以概括为下述几个方面:

(1) 坝址设防烈度确定，包括基本烈度的复核。这是由于历史原因而为适应抗震设计“双轨制”而进行一项评定工作。

(2) 坝址设防地震动参数确定，其中包括坝址峰值加速度、设计反应谱、持续时间和地震动时程。坝址设防地震动参数确定需要通过坝址区域和场地工程地震评价，概率地震危险性分析、近源和远源地震动分析、水库诱发地震对设计参数影响等方面综合研究确定。

(3) 坝址工程地震环境综合评价，重点从地质活动性、地震危险性、地震地质灾害等方面，评价坝址所在地区地震稳定性和建坝可行性。

9.3.2　坝址区地震危险性评价基本思路和方法

作为水工建筑中Ⅰ级挡水建筑物所在地区——坝址确保其地震安全至关重要。根据大坝设计的基本要求和当前设计趋势及其所处的地震地质环境特点，坝址地震危险性评价应综合考虑如下几个因素。

1. 设防标准

在 9.1.3 中谈到水工建筑物设计是采用多级设计的原则。我国水工抗震规范虽未作出具体规定，但为了便于今后使用，供设计分析参照选择，大坝地震危险性评价应能满足如下三个设防标准选择:

(1) 最大可信地震动。这是一个低概率，大坝运行期间不大可能遇到，但有可能发生的地震强度。

(2) 设计依据地震动。这是大坝使用期限内可能发生一次的地震动。遭此地震时，大坝虽允许出现易于修复之损坏，但必须保证坝体主要设施的运转功能。

(3) 运行依据地震动。相当于常遇地震。

2. 确定地震动参数方法应用的兼顾

目前确定地震动参数主要有定数法和概率法两种方法。定数法确定地震动是通过一系列经验或半经验公式进行预测，主要给出场地最大可能地震动危险，但不能给定危险的概率。而概率法则是应用概率模型，并通过不定性校正给出场地地震危险性。在评定坝址地震危险性时，应兼顾两种方法应用。由于地震活动特点和地质活动特点的地区上的差异，低概率水准的罕遇地震对坝址场地影响的可能性是不可忽视的，特别在坝址附近存有高强度的潜在震源时。在这种情况下，确定性方法更显得重要。因此在可能情况下，坝址地震动参数应提供两方面的结果。

3. 近场地震动特点

根据地震地质和潜在震源研究，若坝址近场区内存在潜在震源，坝址位于距潜在震源几十公里以内。从震源破裂及地震动效应而言，属于近场或近源地震动预测问题。因此，震源的基本地震地质特征和地震作用特点较为突出。在评价坝址地震动危险时，不可忽略这一特点。

4. 坝址工程地质环境

根据坝址区工程地质、水文地质、岩、土体特征及其物理力学特性，结合地震地质环境进行综合评价。在地震动参数确定时，考虑到高坝基础多数直接置于基岩上，因此，评

价重点为基岩。但坝址段河槽中往往有几十米松散沉积层，为便于临时性建筑物抗震设计，应同时给出一些松散层的结果。

5. 概率地震危险性评定中，各参数以保守原则取值计算

根据以上考虑因素，坝区的地震动危险性评价工作内容和方法可概括于图 9.3.1。

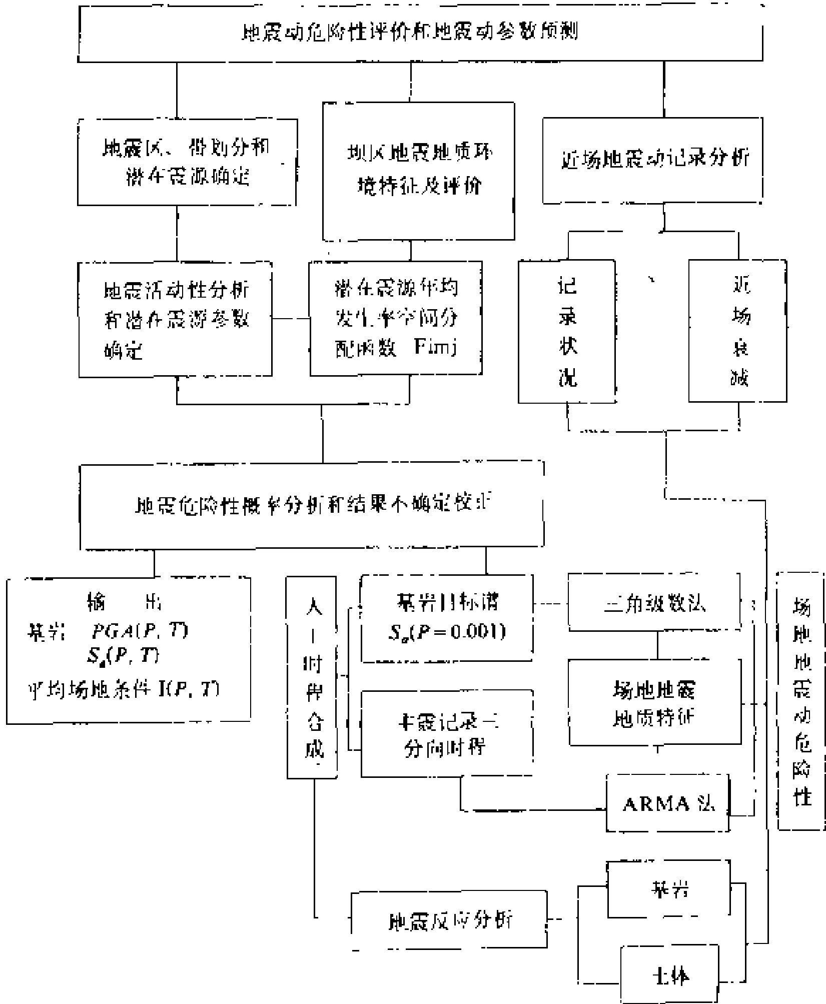


图 9.3.1 坝区地震危险性评价框图

9.3.3 金沙江溪落渡坝址地震危险性评价

金沙江溪落渡水电站拟建于四川省凉山彝族自治州、雷波县与云南省永善县交界处的金沙江北西走向的峡谷段，它是金沙江梯级开发电站中的一个特大型水电站，设计最大坝高约 275m，总库容 120.6 亿米^3，装机容量 1000 万千瓦。该电站的建成将对改善西南地区的能源供应及改变川西南、滇北地区的贫困落后面貌发挥重大的效益。

1. 远场区地震带和潜在震源区概况

为金沙江溪落渡坝址地震危险性评价所要研究的地区（远场区）主要涉及如下三个地震构造带、区：

(1) 三江-红河地震带　本带属青藏高原中部地震区的东南部分。自公元 624 年开始有地震记载以来，至 1988 年共记录到 $M \geq 5$ 级的地震 275 次（已删除余震和前震，震群

活动仅取其中最大的1—2次），其中8级地震1次；7.0—7.9级地震25次；6.0—6.9级地震69次。最大地震为1833年云南嵩明杨林8级地震（震中烈度≥X）。

(2) 松潘–龙门山地震带　本地震带属青藏高原北部地震区的东南部分，是我国东西部之间的强大重力梯度带及地壳厚度突变带所在之处。本带历史上曾发生过$M\geqslant5$级地震50次（已删除前、余震），其中8级地震1次；7.0—7.9级地震4次；6.0—6.9级地震9次。最大地震为1879年甘肃武都南8级地震。

(3) 华南地震区　远场研究区实际上只包括了华南地震区的很小一部分，属雪峰–武夷地震带和右江地震带的西边缘部分。区内历史上曾发生$M\geqslant4\frac{3}{4}$级地震76次，其中6.0—6.9级地震1次；5.0—5.9级地震41次。最大地震为1875年贵州罗甸、广西乐业间的$6\frac{1}{2}$级地震。

根据本地区基本地震地质特征，将以坝址为中心300km范围内的远场区划分出50个潜在震源区，其中属三江–红河带34个；松潘–龙门山带8个；华南区8个。

2. 地震活动性参数确定

(1) 震级上限M_u　地震带的震级上限是指该地震带内可能发生的最大地震的震级。预期未来发生大于该震级的地震不发生或发生概率趋于零。研究中采用多种方法以最大值取值，最后得各地震带的震级上限M_u(表9.3.1)。各潜在震源区的震级上限主要是通过对该潜在震源区的地震活动性和地质构造特点来确定。这里主要考虑两点，对已发生地震的地区，按其地震历史和地震重复特点，确定是否达到M_u水平，凡未达到M_u时，可考虑其地震地质条件进行增值调整；对没有历史记载的地区，通过其和已发生（记录）历史地震区对比（类比）确定。

表9.3.1　三个地震带M_u确定表

确定方法	三江—红河带	松潘—龙门带	华南地震区
历史地震记载	8.0	8.0	$6\frac{1}{2}$
仪器记录	7.6	$7\frac{1}{2}$	
古地震	$>7\frac{1}{2}$		
震级–频度关系	8.5	8.1	6.5
构造类比	8.0	8.0	6.5
综合评定	8.0	8.0	6.5

(2) b值　据地震带震级–频度关系，以地震区、带为单元取b值。据1893年以来地震资料，三江–红河地震带震级–频度关系为：

$$\lg N = 5.4073 - 0.6248M \quad (M_{\min} = 5,\ \Delta M = 1/2) \quad R = -0.9983,\ \sigma = 0.0734$$

所以该带的b值为0.63。1879年以来松潘–龙门山地震带震级–频度关系为：

$$\lg N = 3.8851 - 0.4778M \quad (M_{\min} = 5,\ \Delta M = 1/2) \quad R = -0.9959,\ \sigma = 0.0510$$

该带的b值为0.48。华南地震区因地震活动水平低，样品有限，回归关系精度低，按保守原则，取该区取的b值为0.8。

(3) 地震活动的年平均发生率v　地震活动的年平均发生率是指地震带内每年发生大于M_0级地震的次数，是该地震带地震活动水平的表征之一。v的准确性对地震危险性分析结果影响较大。确定v值必须充分考虑地震资料的完整性、可靠性和该地震带未来地震活动的趋势和水平等。

①三江–红河地震带，本带地震活动的水平高，活动期历时短。自1900年以来共发生$M\geqslant7$级地震10次；从1887年以来共发生$M\geqslant7$级地震12次。考虑到未来百年的地

震活动水平大致与过去的百年相当或稍高，即假定本带未来百年将有 $M\geqslant7.0$ 级地震 12 次。因为 b 值为 0.63，由此可推得本带未来 $M\geqslant4.0$ 级地震的年平均发生率 $v=9.3150$。稍高于按震级-频度关系得出的平均值 7.6754(1887—1988 年)或 8.4335(1900—1988 年)。

② 松潘-龙门山地震带，本带未来百年的地震活动水平低于长时间的平均值。因此直接应用震级-频度关系推算 v 值。取 1879 年以来地震资料，得 $v=0.8561$；取 1900 年以来地震资料，得 $v=1.0426$，按保守原则取 $v=1.0426$。

③ 华南地震区，本区未来百年的地震活动将处于较低水平，可以应用震级-频度关系求 v 值。考虑本地区震级-频度关系剩余标准差较大，可靠性较低，采用以中强震的年均发生率推算 4 级以上地震的年均发生率 v。本带在最近一个活跃期（1819—1988 年）的 170 年间共发生 $M\geqslant5.0$ 级地震 25 次，以 $b=0.7970$。由此可推得 v 值为 0.9279。

(4) 本底地震　本底地震是指与地质构造关系不明显、在远场区内任何地点、任何时间都有可能发生的某一震级的地震。由于研究区东、西部地震活动水平相差悬殊，所以两者的本底地震的震级也将不同。为了充分估计本底地震对坝址地震危险性的贡献，利用非潜在震源区的面积和整个资料区的面积，推算本底地震的 v 为 0.7885。本底地震的震级上限取 6 级。

(5) 空间分布函数f_{i,m_j} 的确定　潜在震源空间分布函数实质为其内分震级档次地震年均发生率的分配权系数。这里震级间隔取 0.5 级，震级区间分 6 级以下，6.0—6.5 级、6.5—7.0 级、7.0—7.5 级和 7.5 级以上，共 5 档。对各地震带（区）确定出相应的五组。在确定空间分部函数f_{i,m_j} 时，着重考虑以下几个方面因素：① 潜在震源区的面积；② 潜在震源区的可靠性程度；③ 中长期地震预报研究成果；④ 地震活动的区域特征。根据上述几方面因素按地震带的各震级档，对潜在震源区逐个赋值，并对每一因素在地震带内归一化，然后再根据各因素的归一化赋值在地震带内进行综合归一化，最后得出该地震带各震级档的空间分布函数f_{i,m_j} 。此外，在对三江-红河地震带求f_{i,m_j} 时，考虑到统计区内三江地震带（鲜水河、安宁河和小江地震带）、红河地震带及马边地震带在构造活动性和地震活动水平上存在的显著差异，分别给予不同的权系数。

(6) 地震应力场和震源可能破裂方向赋值　溪落渡坝址所在地区地处川滇西部，其西以川滇菱形块体为主体，其东部为成都-曲靖断块，北部为色达-松潘断块，西南部为藏东滇西断块。在印度板块作用下，青藏高原强烈抬升，强大的水平侧压使川滇地区各断块沿块体边界相对运动。本地区主要地震及潜在震源区分布，无不在此构造运动作用下所形成的应力环境影响之下。地震震源及主破裂方向亦受到沿边界断裂相对运动的控制，而显示和断裂的一致性。因此，在分析地震危险性时，破裂方向大致以平行于边界断裂的潜在震源区长轴方向为基础。但是，地处成都-曲靖断块边沿的马边、盐津潜在震源区，由于不是边界断裂直接运动的结果，而是块体相互作用导致块体边缘地区断裂活动。其破裂方向显得零乱。为此根据基本地质特征和破裂特征，我们采用北北西—近南北向和北东东—近东西为两组可能的主破裂方向，并且令其出现概率为 0.7 和 0.3，作为坝址附近破裂方向的基础。

3. 坝址所在地区的地震地质环境特征及评价

溪落渡坝址处在一个相对完整而稳定的菱形块体的中间位置(图 9.3.2)。菱形块体的四

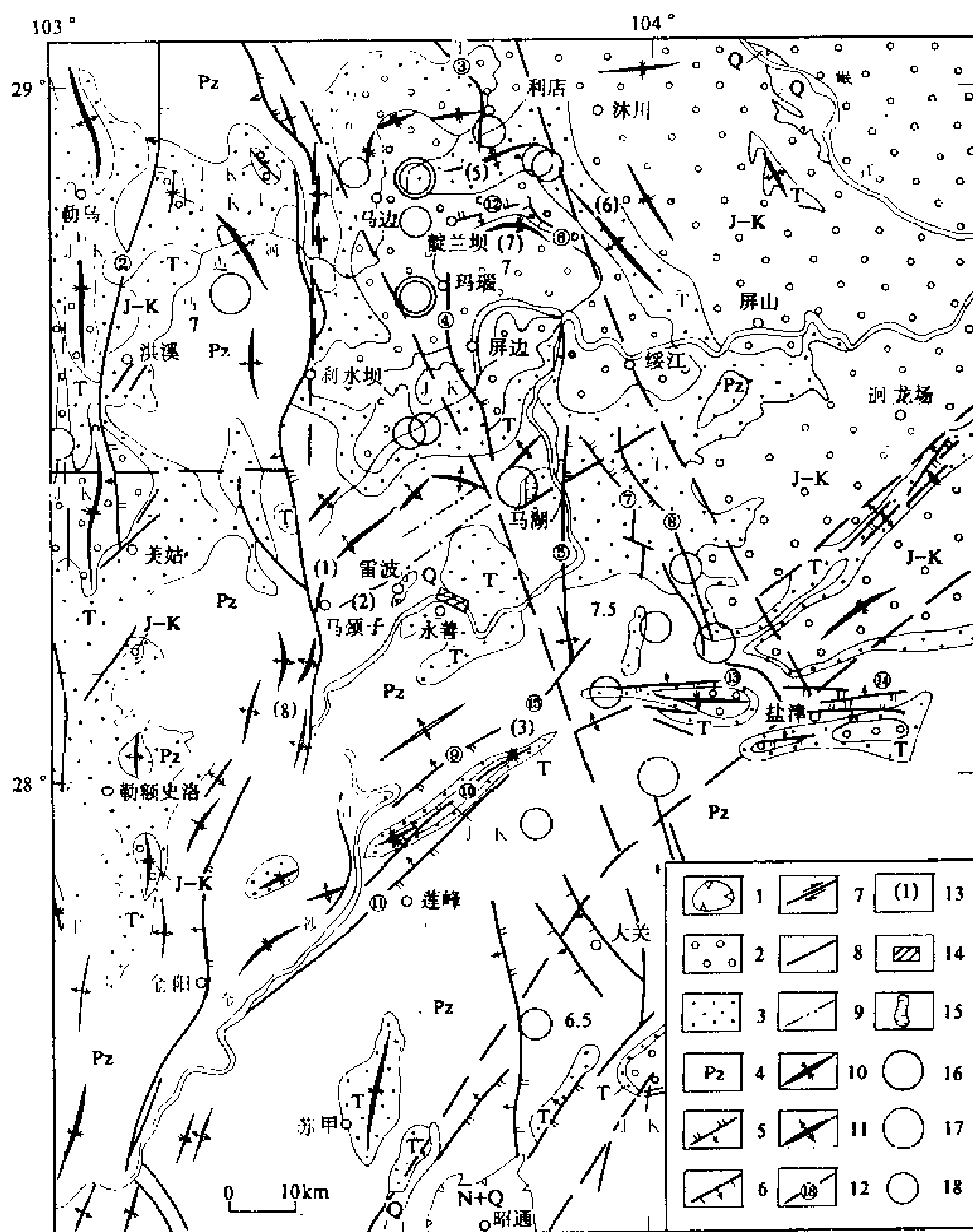


图 9.3.2 近场区地震构造图

(图中虚折线为潜在震源区边界，数字表示其震级上限)

1. 第四系或第四系+第三系；2. 侏罗-白垩系；3. 三叠系；4. 古生代地层；5. 逆断层；6. 正断层；7. 走滑断层；8. 晚第四纪活动断层；9. 航片显示的线性构造；10. 向斜轴；11. 背斜轴；12. 断裂编号；13. 褶皱编号；14. 坝址位置；15. 湖泊；16. $M \geq 7$；17. $M = 6—6.9$；18. $M = 5—5.9$

断层名称：① 峨边-金阳断裂；②美姑断裂；③利店断裂；④玛瑙断裂；⑤[illegible]子坝断裂；⑥中都断裂；⑦关村断裂；⑧中村断裂；⑨头平断裂；⑩虹口断裂；⑪ 莲峰断裂；⑫ 靛兰坝断裂；⑬ 木杆河断裂；⑭ 中和场断裂；⑮ 新田断裂

褶皱名称：(1) 城墙岩背斜；(2)那甲沟背斜；(3)、(4)新场-丁木树向斜；(5)、(6)五指山向斜；(7)靛兰坝向斜；(8)上田坝向斜

周被断裂和紧闭褶皱所围限。它的西界是南北走向的岷边-金阳断裂的中段和同方向的背斜褶皱。西北翼为寒武系、奥陶系、志留系构成的北东—东西走向的背斜褶皱，即城墙岩背斜和那里沟背斜。南界是莲峰断裂带东北段和同方向的褶皱。东界由洪子坝断裂和同方向的褶皱所围限。构成褶皱的地层是寒武系、奥陶系、志留系、二叠系、三叠系和侏罗系地层。菱形块体的四条边界断裂中，除洪子坝断裂有较明显的晚第四纪活动外，其它断裂新活动都不明显。因此，影响坝址稳定性的断裂只有东界断裂，也就是盐津 7.5 级地震潜在震源区的西边界。坝址所在的菱形块体中间部位，从地层分布看，是一个开阔的向斜褶皱，总体呈北东向。构成向斜的地层产状平稳，倾角为 5—20°。出露地层为二叠系、三叠系和下侏罗统。块体中间没有断裂构造。从地震地质环境和本地区强震发生背景条件，特别是从深、浅背景和块体结构条件对比来看，菱形块体明显地不同于其东部潜在震源区，未发现有发生 $M>6.0$ 级强震的条件和背景。因此可以认为坝址所在块体相对比较稳定，地震危险性主要还是来自于块体以外潜在震源区，加上附近地震发生的应力场和震源破裂特点，位于主破裂垂直方向两侧的坝址亦将受到较小的影响。

4. 关于烈度和地震动衰减公式

为考虑烈度衰减区域特征，以坝区为中心，半径 300km 范围里，整理了 23 个历史地震资料。其中，7 个为马边永善地区地震，反映近源特点。震级范围 $M=5—7\frac{3}{4}$，应用如下公式，对 27 个历史地震资料进行烈度衰减最小二乘拟合，

$$I=A+BM-C\ln(R+R_0) \tag{9.3.1}$$

结果如下表（表 9.3.2）。

表 9.3.2 研究区宏观地震影响场参数表

系数	A	B	C	R_0	σ
长轴	6.713	1.382	2.240	20	0.525
短轴	9.858	1.229	3.050	17	0.553

为了得到适合于工程区应用的地震动衰减公式，我们选用郭玉学的地震动参数衰减规律和华北地区地震烈度衰减规律，作为推演工程区地震动衰减公式的基础。经转换得到坝址地区地震动 PGA 衰减曲线示于图 9.3.3。

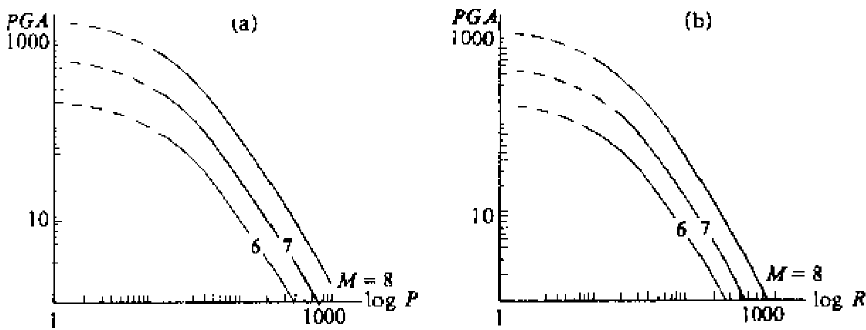


图 9.3.3 本研究所采用基岩地震动衰减曲线图

为了对比研究，我们还选用几个涉及到本地区或曾经在本区工程地震工作中应用过的烈度衰减公式。根据西南地区资料记载，比较确切的 $M>5$ 级地震等烈度资料共 59 个，其中震级分布为：$M=5.0$—5.9，19 个；$M=6.0$—6.9，23 个；$M=7.0$—7.5，14 个；$M\geqslant 8.0$，3 个。应用直接量测法得到烈度衰减公式为：

$$I_a=2.67+1.34M-1.04\ln(R+15),\quad \sigma=0.8$$
$$I_b=3.68+1.22M-1.34\ln(R+12),\quad \sigma=0.8 \qquad (9.3.2)$$

式中，I_a 为沿断裂破裂方向；I_b 为垂直断裂方向；R 为等烈度外包线的半径或半轴长度，实际为某一次地震引起某一烈度的最大范围。

上述公式是在较大范围得到的烈度衰减公式。为了考虑坝址地区附近的烈度衰减特征，据坝址附近 30—50km 范围内，震级 M 为 5.4—7.1 共 7 个地震烈度资料，得到工程区烈度衰减公式为：

$$I_a=13.350+0.992M-3.431\ln(R+20)\quad \sigma=0.581$$
$$I_b=15.035+0.968M-4.070\ln(R+15)\quad \sigma=0.525 \qquad (9.3.3)$$

5. 地震危险性概率计算

场地地震危险性概率计算采用以断层破裂模型为基础的双向断层破裂–椭圆衰减模型。根据本区主震优势方向特点，除了靠近场地的几个潜在震源采用两组优势方向 NW—NWW、NE—NEE 取比例为 7∶3 外，其它震源区都用和震源区长轴方向相一致的破裂方向。对具体场地计算结果进行衰减不定性校正。另外，为了估计某些可能的差异和对其结果可比性，我们从震源破裂方向、烈度公式选用等方面，利用相同模型进行敏感性分析。对比各种结果而定性地给出所用结果的可信度。这里选用基准是 50 年 $P=0.1$ 概率水平。

(1) 震源破裂方向　从整体上考虑，一个地区潜在震源发生地震时的破裂方向，在一定构造条件下具有优势方向性。但亦不排除在力学上和其共轭或沿某一构造方向的破裂。当这些方向直接指向场地时，有可能导致场地危险性增加。为此，我们根据本地区地震地质特征，考虑到表 9.3.3 几种破裂情况，其结果是，破裂方向对本计算模型不敏感，或者说，其差别不大。

表 9.3.3　近源破裂方位对场地地震危险的影响

破裂方位	权系数	破裂方位	权系数	结果(PGA, 1000cm/s^2)	
				$P=0.002$	$P=0.0001$
160°	0.7	70°	0.3	0.17	0.312
70°	0.7	160°	0.3	0.163	0.302
160°	0.5	70°	0.5	0.167	0.307
0°	0.7	55°	0.3	0.169	0.312

注：P 为年超越概率

(2) 烈度衰减公式影响　除采用前面提到对比烈度公式，还搜集本地区有关公式进行烈度概率计算。其结果列于表 9.3.4。

从表中可以看出，不同衰减公式将导致不同结果。其中，最突出的是应用 9.3.3 公式，其结果偏低。这是因为它是据永善–大关附近以及马边–盐津地震带 7 个地震资料为基础得到的烈度衰减，所反映的是坝址附近的烈度衰减。对于由式 9.3.2 计算结果略偏

高，这是因为这一衰减公式来自于西南地区烈度资料，但就其结果而言，和其它结果还是可比的。若以衰减公式原始数据以外包线为准量取而得回归的公式，从数量上相比较，除在高发生概率和低烈度时相差大于半度外，大部分相差均在半度以下，特别在低概率高烈度时似乎接近。从大致相应于基本烈度的标准，一般取年发生概率不大于 2×10^{-2}，则结果相差 0.4 度。考虑到上述情况，我们在坝址地震动危险性评估时，将以本研究中所搜集到的烈度资料为基础而拟合的公式，即用式 9.3.1 进行场地地震危险性分析。

表 9.3.4　烈度公式对场地地震危险性影响

公式代号 \ P	0.04	0.02	0.01	0.004	0.002	0.001	0.0004	0.0002	0.0001
9.3.1	6.5	6.9	7.3	7.7	8.0	8.3	8.6	8.8	9.0
9.3.2	7.4	7.7	8.0	8.2	8.4	8.6	8.7	8.8	9.0
9.3.3	5.1	5.3	5.5	5.7	5.9	6.0	6.2	6.3	6.5
筠连*	6.6	7.0	7.3	7.7	8.0	8.2	8.5	8.7	8.9
攀钢*	6.8	7.1	7.4	7.8	8.0	8.2	8.5	8.7	8.9

表中数为不同年概率时烈度值。*P* 为年超越概率，* 据四川省地震局

(3) 近源边界影响　从各潜在震源区对场地总体贡献来看，盐津 7.5 级潜在震源区最大，占主导地位。因此，盐津潜在震源区的边界位置，尤其是西边界位置将会对场地地震危险性可能带来影响。为了解这一情况，我们将该潜在震源区西边界分别取距场地 10，15，20 和 25km。这样得到结果列于表 9.3.5。从结果上看，当边界移近场地时，以年发生概率 0.002 为例，10km 时，*PGA* 为 0.210g，15km 时为 0.166g，20km 时减小为 0.147g，25km 时为 0.132g。根据近坝址的地震地质环境特征和本区地震发生标志分析，盐津潜在震源区大震发生最可能的位置应在几组主要断裂的交汇处，即在盐津以北，距坝址约 35—40km。若以[illegible]子坝断层和莲峰断裂交汇区考虑，则距坝址亦在 25km。因此选用以[illegible]子坝断裂为西界，作为近源的最近边界，进行地震危险性分析，来评价坝址场地地震危险是合理的。

表 9.3.5　盐津潜在震源区西边界位置对场地地震危险性影响

PGA \ *P* / *R*	0.04	0.02	0.01	0.008	0.004	0.002	0.001	0.0004	0.0002	0.0001
10	70	91.3	118.4	128.6	165.3	210.2	263.3	344.7	418.5	498.2
15	60.3	76.5	97.2	104.9	132.5	166.6	208.1	274.6	332.8	400.1
20	58.3	72.3	89.7	96.2	119.0	147.2	181.0	236.1	286.1	341.6
25	59.5	71.7	86.3	91.6	110.2	132.5	159.1	201.9	240.4	284.9

R. 西边界距场地最近距离(km)；*P*. 年发生概率；*PGA*. 峰值加速度(cm/s^2)

6. 坝址烈度和地震动危险性

(1) 平均土条件下概率烈度　图 9.3.4 为应用式 9.3.1 烈度衰减公式经不定性校正后得

到坝址地区平均土条件下烈度危险性。图中纵坐标为超越概率 P，横座标为给定烈度。从图可见，50 年，$P=0.1$，即年发生概率为 1／475，相应烈度的复发率为 475 年时场地烈度为Ⅷ度。

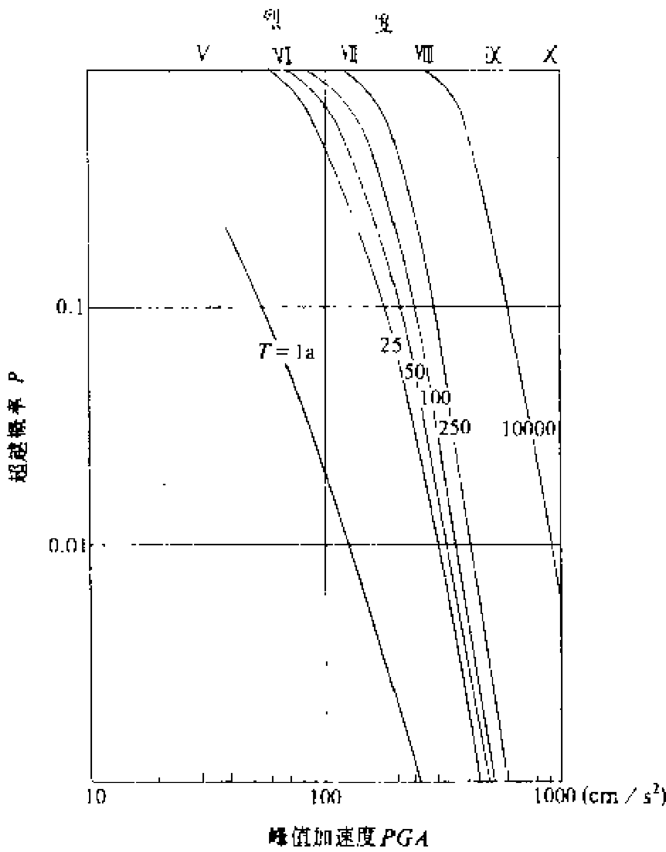


图 9.3.4 场地平均土条件下烈度危险性

(2) 基岩条件下概率峰值加速度 应用式 9.3.2 峰值加速度公式，经不定性校正得到如图 9.3.5 的场地基岩条件下峰值加速度危险性，若取 50 年，$P=0.1$，水平向峰值加速度为 0.166g。

(3) 基岩条件下概率反应谱 图 9.3.6 为不同结构周期时基岩反应谱危险性图，图中，左边纵座标为年超越概率，横座标为基岩反应谱值。为了便于阅读，用两张图分别表示长短周期两部分，图中虚线表示基岩 *PGA* 值，可供确定标准谱时查照。

7. 关于近源地震动估算

对于一个地区具体场地地震动峰值估计，无论采用定数方法还是采用概率方法，其基础之一是地震动衰减公式。一旦建立或选用了适当的地震动衰减公式以后，应用上述两种方法即能进行具体场地的地震峰值估计。但对于溪落渡具体场地而言，因为有盐津 7.5 级潜在震源区的存在，已属于近场或近源地震动预测问题。因此，对于这种情况，已有的以中远场地震记录为基础的地震动衰减公式就不完全适用了。这不仅表现在因资料缺乏而外推时的差异，而且也表现在衰减公式的回归形式上。但在目前资料不多、研究尚在进行的

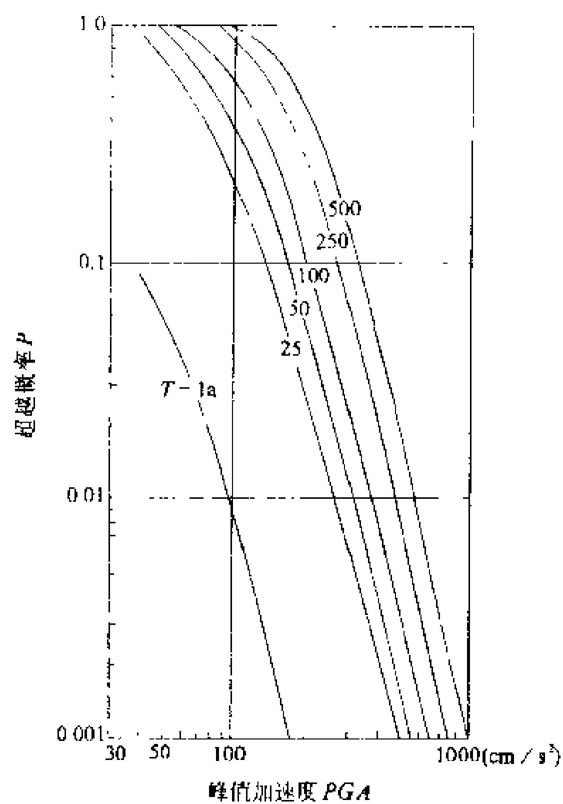


图 9.3.5　基岩条件下坝址水平向 PGA 危险性图

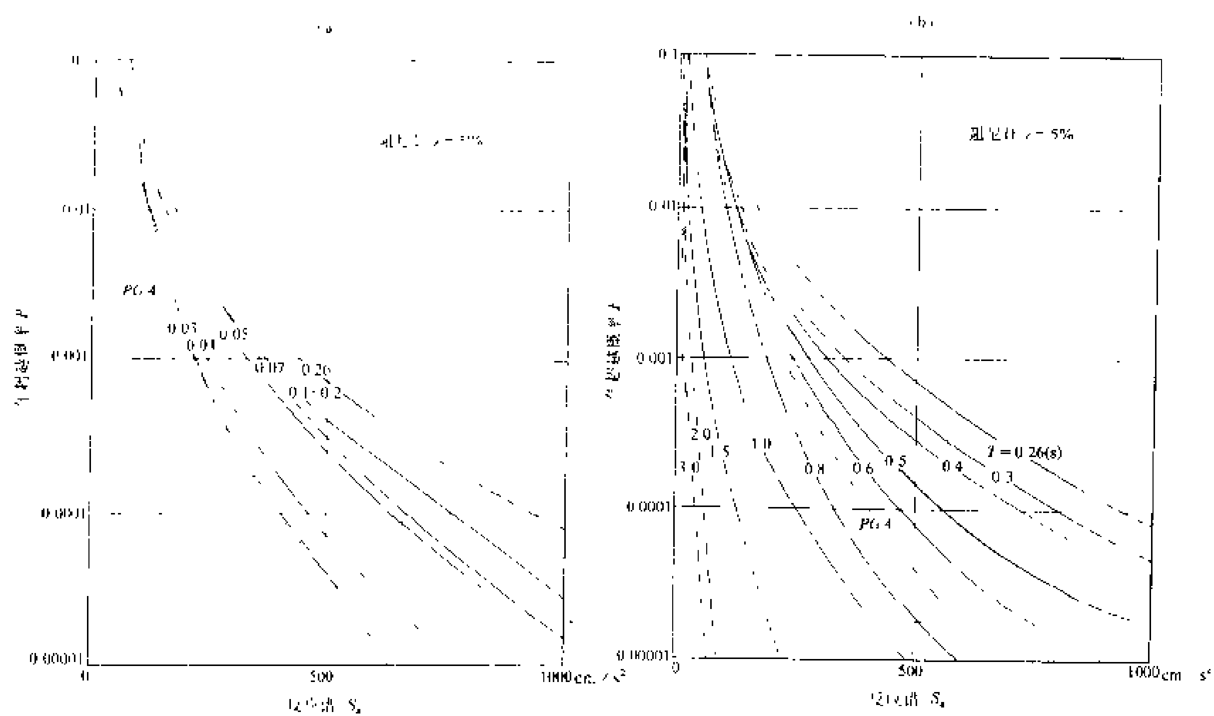


图 9.3.6　基岩条件下反应谱值发生年概率图((0.03—0.3(s))

(a) 0.03—0.26(s)；(b) 0.26—3.0(s)

情况下，我们将从以下两个方面来评价近场地震动。

(1) 已有记录上界　根据有强震记录以来，在断层距 50km 的范围内。震级范围是 5.0—7.7 级的中强地震水平加速度峰值资料（见 2.3.3），溪落渡坝址最近潜在震源为雷波 7.5 级潜在震源区，此潜在震源区西界为莲子坝断裂，该断裂距坝址最短距离为 15—20km。在此距离范围内，目前 7.0—7.7 之间地震记录到的水平峰值加速度上界峰值可达 0.3—0.4g(g = 980cm／s²)。

(2) 据近源衰减公式计算结果　Campbell(1981)根据下述六条准则，处理研究了近源加速度衰减问题。

① 震中精度为≤5km 或能精确确定出断层破裂面的地震；

② 震级精度达 0.3 级单位的地震；

③ 震源至场地的最短距离为 20km(M<4.75)；30km(M=4.75—6.25)；50km (M>6.25)；

④ 震源或断裂带宽度为 25km 以内；

⑤ 记录中至少有一个分量具 0.02PGA 触发电平；

⑥ 在自由场、坝、桥墩、建筑物最低层或无基础的结构地面上记录均可。

根据以上六条准则，在 50km 范围内，震级范围为 5.0—7.7 的中强地震水平加速度峰值资料，共有 27 个地震 229 条水平加速度分量记录。采用两种类型回归分析，第一种应用所有资料作非控制的回归分析；第二种是给定某个限制，以控制接近断裂和远场缺乏资料地区的峰值加速度行为，经过非线性加权回归，得到公式分别为

50% 中值非限制模式表达式

$$PGA = 0.015e^{0.868M}(R + 0.0606e^{0.700M})^{-1.09} \quad \sigma = 0.372 \tag{9.3.4}$$

50% 中值限制性模式表达式为

$$PGA = 0.018e^{1.28M}(R + 0.147e^{0.73M})^{-1.75} \quad \sigma = 0.384 \tag{9.3.5}$$

根据以上两公式，令 R = 15km，M = 7.5，则溪落渡场地 PGA 分别为（50% 中值）0.32g 和 0.27g。当 R = 20km 时，其值分别为 0.23g 和 0.24g。

Bolt(1982)根据强震资料得到M = 6.0—7.7级地震峰值加速度衰减公式为

$$a_{max} = 1.6 \times 10^{3}[(R + 8.5)^{2} + 1]^{-0.19}e^{-0.026(R+8.5)} \quad \sigma = 0.9 \tag{9.3.6}$$

据上式，在 R 为 15 和 20km 时，溪落渡坝址 PGA 分别为 0.26g 和 0.21g。

另据 Joyner 和 Boore(1981)和彭克中等中美合作研究结果(1985)，在相应距离上，峰值加速度对比结果见表 9.3.6。当然，表 9.3.6 是一个(中值)期望值。考虑到不同标准差，从保守角度，其值和已有记录近源上界会接近。总体考虑，近源峰值加速度应在 0.3—0.4g。

表 9.3.6　近源水平向 PGA 估算结果表

估算方法	PGA(980cm／s²)	
	R=15km	R=20km
已有记录上界	0.40	0.30
Campbell (1981)非限制性表达式	0.32	0.23
Campbell (1981)限制性表达式	0.27	0.24
Bolt (1982)表达式	0.26	0.21
Joyner (1981)表达式	0.25	0.23
彭克中等(1985)表达式	0.25	0.23

事实上，这一结果对溪落渡坝址而言，可能存在如下几个情况：

1 现有近源记录及以其为基础所建立的回归公式是反映平均场地条件，对于溪落渡以坚硬的岩体为基础的环境，实际效果可能要小。

2 根据盐津潜在震源区所在三江地震带的地震活动特点，该带在未来百年内可能发生 $M>7.0$ 级的地震 10 次，即未来年平均发生率为 0.10。盐津震源区 7.5 级地震权系数为 0.019,若按大于 7 级地震年平均发生率考虑，则对于一个 $M_u=7.5$ 级的潜在震源区，$M>7$ 级地震重复发生的年概率约 0.002。该潜在震源区内地震均一发生，该级别地震对场址影响最大限于 15—20km 范围，约占全震源区 1／10,加上去除大于 7.5 级地震个数，粗略估计实际在距坝体 15km 处的重复，其年均发生概率将小于 0.0002。

3 近场地震动最大影响为震源破裂方向，而据地质研究，盐津潜在震源区的破裂方向主要为 NNW 向和 NW 向。似乎在场地上未发现有直接指向坝址的地震破裂方向，而坝址本身又处于一个相对稳定的块体上，因此，上述结果应该说是相对保守的。但在考虑大坝设计参数时，可作为最大可信地震的或大坝址地震稳定校核时的参考。真正的设计依据应比此结果小。事实上，据盐津潜在震源区上限震级发生的条件，发生大震的最可能的地点，其距离远大于 20km。

8. 地震反应分析

(1) 坝区工程地质特征 坝区位于二叠纪上统峨眉山玄武岩为主的峡谷区。基岩剖面地层层序如下：

第四纪：主要有洪积、冲积、崩积、坡积、冰水堆积、冰川堆积，河槽中主要为洪冲积卵砾石夹砂层，厚度几十米不等。

二叠纪：

宣威组（P_{2x}），主要为泥质粉砂岩、粉砂岩和细砂岩。

峨眉山玄武岩组（$P_2\beta$），自下而上可分为六层：$P_2\beta_6$ 主要为致密状玄武岩夹火山角砾岩；$P_2\beta_5$ 上部为细长柱状节理玄武岩，下部为火山角砾集块岩；$P_2\beta_4$ 上部为致密状玄武岩，下部为含斑玄武岩和火山角砾集块岩互层；$P_2\beta_3$ 主要为短柱状节理玄武岩；$P_2\beta_2$ 上部为含斑玄武岩和火山角砾集块岩互层；$P_2\beta_1$ 为斑状玄武岩。

茅口组（P_{1m}）灰岩，主要为块状灰岩，它和峨眉山玄武岩接触面发育玄武凝灰岩。

坝区 II—II 坝段地处北西向峡谷中段，拟作拱坝坝址，两岸陡峭，对称，基岩裸露。金沙江枯水期江面高程 370—380m，河宽 100—120m，峡谷顶高出江面 300—330m，宽近 600m。正常高水位 600m，河宽 500m。峡谷顶平缓宽阔，坡度 20°左右，第四纪地层广泛发育。

左岸谷坡上陡下缓，高程 500m 以上，由两个高约百余米的陡崖组成，坡度 60—80°，其间 550—580m 高程时坡度 30°左右、产状平缓的 $P_2\beta_4$—$P_2\beta_6$ 各层玄武岩出露，地表无大的卸荷裂隙存在，$P_2\beta_4$ 地层中发育有延伸 50m 的断层、高程在 450m 以下。整个左岸岩体尚较完整，少量顺层错动及低倾角的小断层发育，断层一般宽 0.03—0.1m，最宽达 1m，多由构造角砾岩、糜棱岩、绿帘岩和石英脉等。部分地段发育间距 1m 左右的近东西向南倾和近南北向西倾的两组裂隙，在风化卸荷带范围内，它们常被风化卸荷作用利用，沿裂隙风化深度可达百余米。构造带及卸荷带透水性较强，多中等透水，局部较严重透水、岩体一般透水性较弱。在 680m 以上的缓坡地段，堆积有厚 30 余米的洪积和

滑坡堆积的块状碎石土。

右岸谷坡 430m 高程以上也由两个 60—70°的陡崖组成，岩层平缓，裸露，其间 570—620m 高程为近 40°的斜坡，地层与左岸相同。卸荷深度 40—60m，透水性弱，有小断层发育。430m 高程以下，$P_2\beta_3$，$P_2\beta_2$ 上部构成 30—50°的坡地。勘察表明，岩体较完整，构造情况与左岸相似，其构造破碎带和裂隙密集带及卸荷带透水性中等或稍强。

河槽较对称，覆盖层厚度为 20m 左右，上部为碎石夹砂，下部为卵砾石夹砂，下伏基岩为 $P_2\beta_2$ 上部的玄武岩，弱风化下限在 30—50m，$P_2\beta_2$ 玄武岩层下为 $P_2\beta_1$ 斑岩和茅口组灰岩，岩性完整，透水性弱，偶见裂隙密集带，透水性可达中等或偶见强。

峡谷两岸 $P_2\beta$ 峨眉山玄武岩体地震波速是随深度增加而增加(P 波速度均大于 1000m／s)，岩石强度较高。

(2) 地震反应计算　金沙江溪落渡坝址位于由层状玄武岩组成的金沙江峡谷中，峡谷两岸地层层位和层次相对稳定，水平方向变化小于垂直方向的变化。因此，地震反应分析拟采用以层状半无限介质中波传播为基础的一维波导方法。考虑到岩土体在地震反应下的非线性变形行为，根据坝区岩性特征，采用等效线性调整。从地质结构上看，统一以石灰岩顶面作为基岩输入界面。

根据工程设计和结构分析的需要，特别是考虑到场地地震概率危险性分析，并适当注意到坝区最近、影响最大的潜在震源区特征和我国强震记录特点，拟用常规的目标谱拟合时程和 ARMA（自回归滑动平均）两种方法来实现。

①目标谱拟合时程。根据场地地震危险性概率分析结果，我们选用四个概率水准的基岩反应谱，即年概率分别为 10^{-2}、2×10^{-3}、10^{-3} 和 2×10^{-4} 四个水准的坝区基岩反应谱。从所选用的四个目标谱来看，其中 10^{-2} 概率水平谱低强度时显得宽，究其原因可能是由于远场影响。

地震动总持续时间采用麦奎尔(1978)90%能量持续时间公式：

$$\ln T_d = 0.19 + 0.15M + 0.35\ln R + 0.73j_s + 0.23j_v \quad \sigma_{\ln} = 0.47$$

式中，令 $j_s=0$，$j_v=1$，对计算到的持续时间，考虑到潜在震源的贡献，应用下式：

$$T_d = \sum_{i=1}^{n} T_{di} \cdot W_i$$

进行不等权相加得总持续时间。式中，T_{di} 为第 i 个潜源持时；W_i 为该潜在震源对场地贡献权系数(表 9.3.7)。这里潜源对场地贡献以反应谱 0.03s 时的贡献为准。据表 9.3.7 结果，人工时程拟合总持时取 20s 整数。图 9.3.7 为合成时程采用形状函数。

为了考虑结构动力分析时输入的随机特点，对上述目标谱根据垂直和水平两个方向，改变随机相角得到 18 根地震动时程。加上后面由 ARMA 方法得到的三根时程，保证每组 5 根时程可作为同一系列多次采样。

图 9.3.8 为年概率 $P=0.01$ 合成的时程及对应的反应谱。为了反映本研究拟合目标谱精度，在图中也画出了原始目标谱。

② ARMA 时程模拟。ARMA 时程模拟法是一个自回归滑动平均法。该方法从观测到的记录时程出发，建立一个多项式模型来描述作为时间函数的加速度方差的性质，用原始序列的值除以当地估计的标准差，进行标准化，用 ARMA 模型与变换的序列相拟合。

ARMA 法较之目标谱的优点在于应用天然地震记录，结合场地基本特征而合成可能包含天然地震动信息的时程。

表 9.3.7　总持续时间 T_d 确定表

震源编号	震级	平均震中距(km)	贡献	W_i	T_{di}(s)
23	7.5	47.5	0.048	0.84	15.1
24	7.0	77.5	0.0061	0.1	1.99
25	7.0	87.5	0.00021	0.01	0.432
27	8.0	135.0	0.0027	0.05	2.92
		$\sum$			20.442

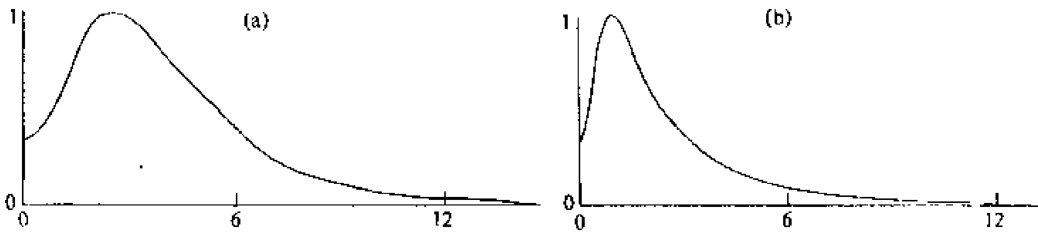


图 9.3.7　合成时程时采用的形状函数

(a) 水平向；(b) 垂直向

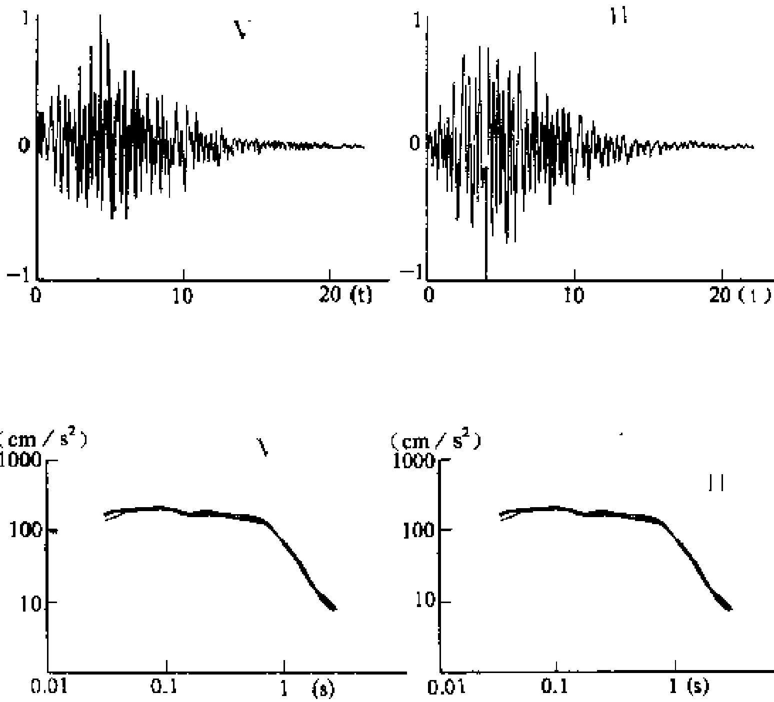
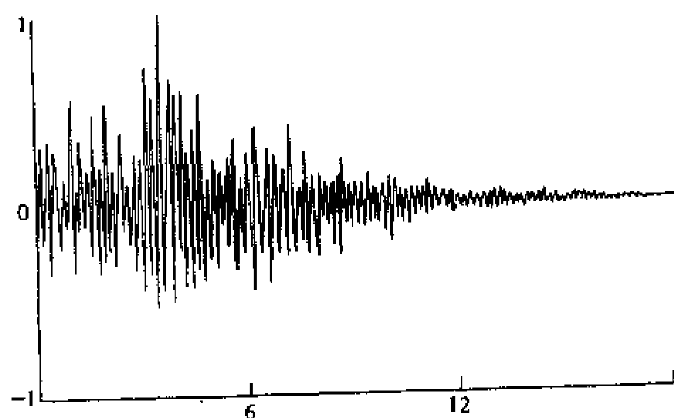


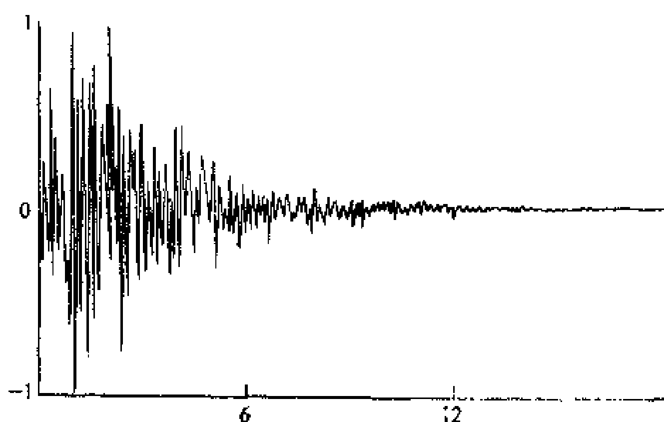
图 9.3.8　合成时程和反应谱

V．垂直向；H　水平向

根据观测的时间序列建立模型，包括4个步骤：估计方差函数 $\sigma_Z^2(t)$；BOX-COX变换；ARMA模型估计；拟合加速度时程。使用ARMA模型模拟地震动时程时，还确定方差包络线。对于溪落渡水电站，因最近盐津潜在震源区影响最大，取 $M=7.5$，震中距取15—20km。为和地震动阻尼振动相一致，在尾部略作处理后，得到形状函数如图9.3.7。为了进行ARMA时程合成，我们选用我国西南地区1976年8月16日松潘-平武7.2级地震三个分向记录，这是我国近几十年来记录到距场地较近、强度最大的主震记录。应用ARMA模型程序，得到三个分向地震动时程。如图9.3.9。



(a)



(b)

图9.3.9　ARMA合成归一化地震动时程

(a) 水平向；(b) 垂直向

(3) 地震反应分析结果

1　岩土体不同高程（深度）水平加速度变化

这里，大致以河床底部（大致相当于300m高程）基岩峰值加速度为1，由此向上，

水平向峰值加速度增大，至地表 700m 高程，约为河床底部的 2.24 倍。土体放大倍数显然比岩体大，前者达 3 以上。这里包含 2 倍的自由面放大，但对相同条件下相对随高程的增值则比值相应减小。图 9.3.10 为不同高程自由面的结果。相对来说，自由面地震水平峰值加速度随高度变化要比岩体内的小。这里仍以相当于坝区河床基岩面为 1，在 700m 高程为河床基岩面的 1.6 倍。图 9.3.10 中还表示了不同高程松散层自由面水平向峰值加速度变化图，土体 360m 高程放大近 2 倍。

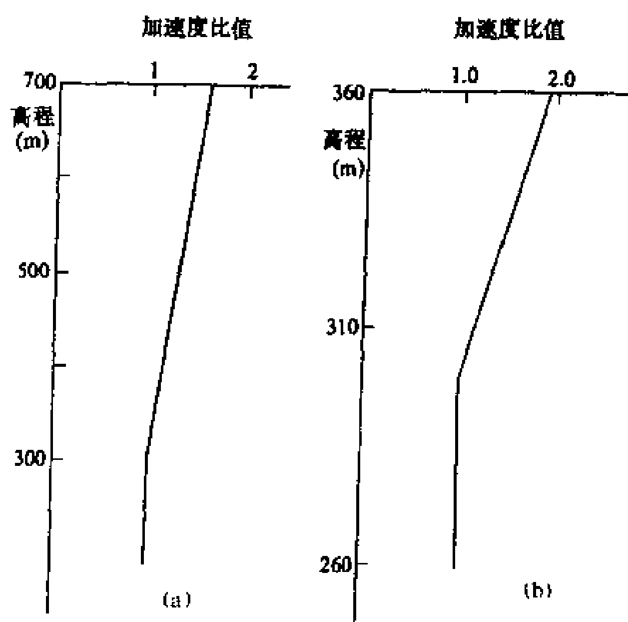


图 9.3.10　不同高程岩体和土体自由面峰值加速度比值

(a) 岩体；(b) 土体

② 地表反应谱

图 9.3.11 为经地震反应分析得到某个典型高程时水平向地震动反应谱。

④地震动时程

图 9.3.12 为不同高程自由面经归一后水平向地震动时程。当设计地震动峰值加速度确定后，则每个时程将可很方便地换算成具有量纲的输入地震动时程。

9. 溪落渡坝址地震危险性评价

根据以上研究分析，溪落渡坝址地震危险性评价如下：

溪落渡坝址虽然位于我国西部较强地震活动区，但从总体地震地质条件看，坝址处于地质和地震活动相对较弱的稳定块体上，地震危险性主要表自于块体以外潜在震源。

考虑到目前抗震设防有关规定，烈度仍为设防参数之一。因此，对溪落渡大坝区进行了平均场地条件下烈度危险性分析，以年超越概率 2×10^{-3} 的地震烈度，大致相当于习值上的基本烈度，为Ⅷ度。

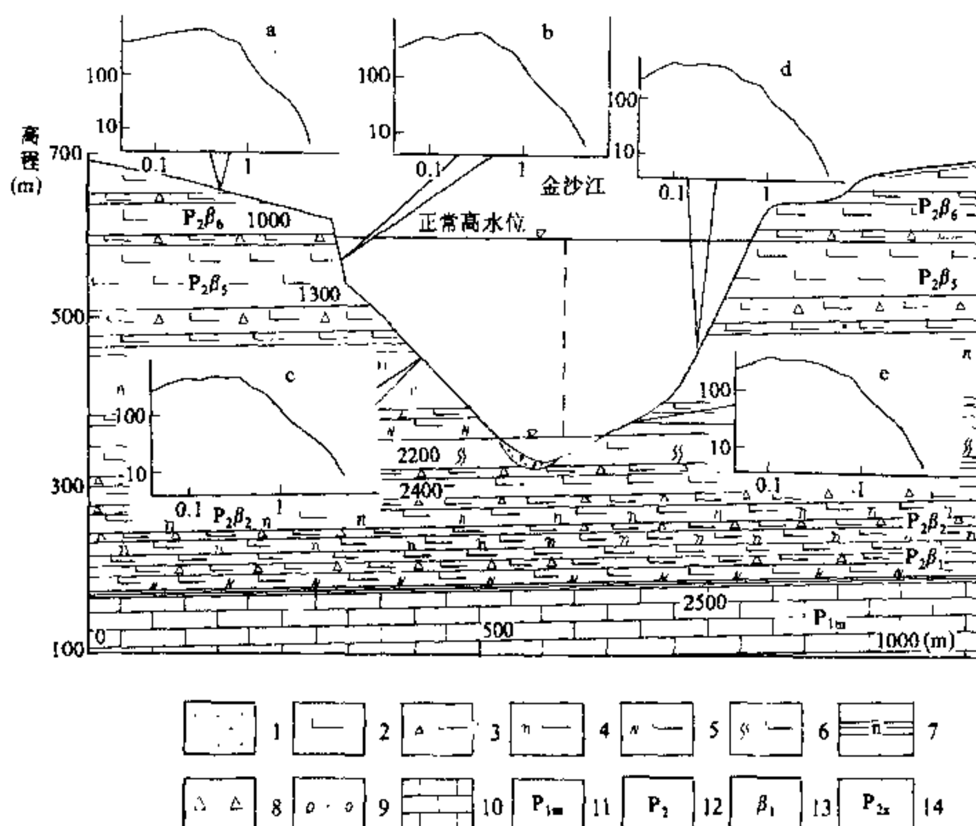


图 9.3.11 典型高程地震反应谱（λ＝5%）

1. 砂页岩；2. 致密状玄武岩；3. 火山角砾集块岩；4. 含斑玄武岩；5. 斑状玄武岩；6. 短粗柱状节理玄武岩；7. 玄武质凝灰岩；8. 碎石；9. 卵砾石；10. 石灰岩；11. 二叠系茅口组；12. 上二叠统；13. 玄武岩分层代号；14. P_{2x} 宣威组

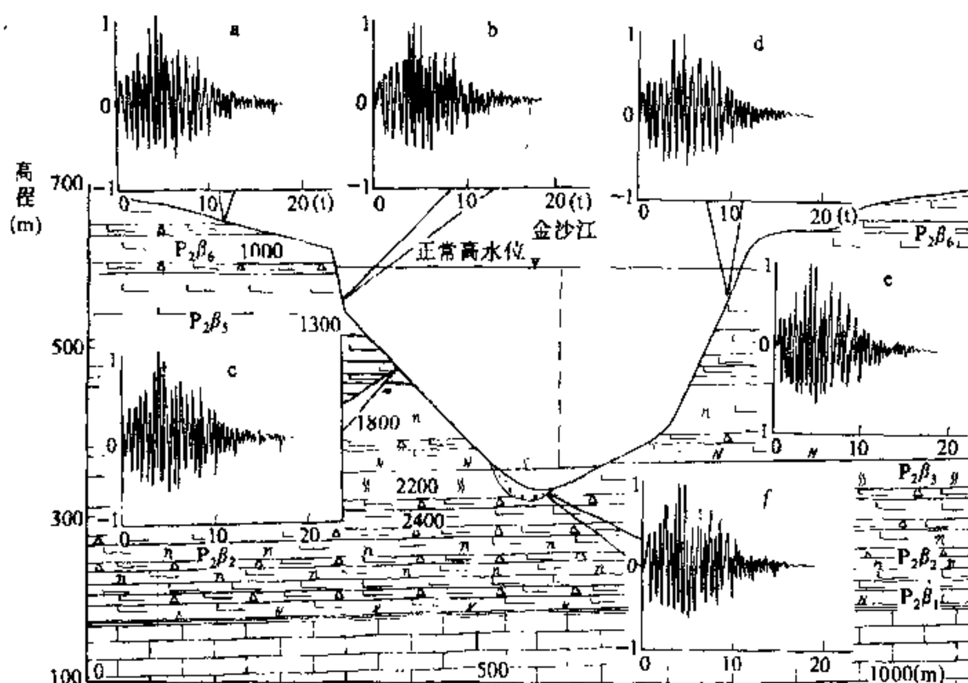


图 9.3.12 不同高程自由面水平向地震动时程图

图中图例同图 9.3.11

从概率地震危险性分析和确定性近源估计两个方面预测了溪落渡坝址地震危险性，两者结果是相近的。近源地震动峰值加速度反映的是平均场地条件和较低发生率（估计年均发生率小于 2×10^{-4}）的影响，它大致和 2×10^{-4} 场地基岩概率危险性相当。这一结果可在评价低概率罕遇地震时参考。溪落渡坝区基岩自由面峰值加速度危险性图(图 9.3.5)，可作为大坝基岩场地地震作用参数之一，即确定地震系数 K 的基础。从图中可见，以年超越概率 2×10^{-3} 为基础，基岩场地水平向峰值加速度(PGA)为 0.166g。对于垂直向地震峰值加速度，参照目前抗震方面使用习惯和实际地震记录结果，可取水平向的 0.65 倍为垂直向峰值加速度，即

$$PGA(\text{垂直})\approx 0.65PGA(\text{水平})$$

考虑到一些临时性水工建筑物，根据河床中岩性特征，参照松散层地震反应特点和其与基岩场地危险性关系，松散层自由面水平向峰值加速度可据基岩结果，乘以 1.4 倍参照使用。垂直向地震峰值加速度仍可取水平向的 0.65 倍。

从溪落渡大坝具体情况看，以相对保守的标准，无论是以自由面还是以岩体内，对于不同高程可采用倒梯形作为不同高程地震峰值效应。为了使用方便，以坝基为 1，其值相当于设计峰值加速度；以 700m 为最高点，其放大倍数为 1.6 倍，其它高程可按此倒梯形内插求得，增值系数 $\gamma(H)$大致为：0.001s／m。若令坝基设计参数为 $PGA(0)$，高于坝基任意高度 H 时，$PGA(H)$为：

$$PGA(H)=PGA(0)\times(1+0.0015H)$$

但自由面对岩体内的放大倍率宜加倍。这里要加以说明一点是，从何高程考虑为 PGA 高程，这方面缺乏直接的依据。但根据常规考虑，目前强震记录，包括岩体和土体记录，多数是以人类活动场地为基础，因此，在涉及到如何应用本研究预测的基岩峰值加速度时，可考虑以当地居民点高程为基础，而不是以坝基高程为基础，这样，对放大起点亦不是指坝基高程，也许是坝体的某一高程。其下为缩小，其上为放大，放大和缩小均可参照上面关系式。

大坝准动态设计是以反应谱为基础的。本研究中，以概率法为主进行了场地地震危险性评价，并且以年概率水准进行场地地震反应分析。从结果对比来看，谱型差别似乎不大。因此，为了使用上的方便，并考虑我国大坝设计的有关规范，基岩反应谱将不直接给出完全概率水准的反应谱，而是以确定性标准谱形式给出。根据概率地震危险性分析结果，在 0.26s 时，所有概率水准条件下谱达最大值。以年概率 2×10^{-3} 水准为基点，其后反应谱放大倍率为 1.96—2.366，均值为 2.17，因此取 $\beta_{max}=2.20$。同时，以大于 0.26s 的 0.28s 为标准谱的 T_0；对于大于 T_0 时的地震反应，考虑到溪落渡 270 余米坝高及其对长周期地震波的可能反应，且坝区 300—400km 范围有 $M\geqslant8.0$ 潜在震源存在，虽然在地震反应谱概率分析中已有所反映，但为了安全起见，我们适当的提高长周期的反应，即标准谱中 d 取 0.9；对于小于 0.1s 的反应谱，明显降低，这里规定以$(5.5T+0.45)$形式衰减。因此，溪落渡坝区基岩标准反应谱的形式为：

$$\beta=2.2\cdot\begin{cases}(5.5T+0.45) & T<0.1\\ 1 & 0.1\leqslant T\leqslant 0.28\\ (0.28/T)^{0.9} & T>0.28\end{cases}$$

对于松散层反应谱，考虑到和基岩谱的统一，基本处理同上，仅仅是 T_0 取 0.35，即向右扩大仅 0.1s，其谱形式如下：

$$\beta = 2.2 \cdot \begin{cases} (5.5T + 0.45) & T < 0.1 \\ 1 & 0.1 \leqslant T \leqslant 0.35 \\ (0.35 / T)^{0.9} & T > 0.35 \end{cases}$$

进行大坝动力行为分析时，需要地震动时程。考虑到地震动时程选用的随机性以及水平向和垂直向差别，本研究最终提供四个概率水准，两个分量地震动时程共 27 根。其中，以拟合目标谱而合成时程 24 根，包括四个概率水准时每个分量 3 根；ARMA 法三根，其中 2 根水平向，一根垂直向。因为这些地震动时程，大部分由含概率意义的谱合成而得，加上合成时除考虑幅值与频率和持续时间的特性外，尚考虑近源大震级的影响，因此，这组时程可以作为水工建筑物动力试验时的输入。

9.4 水库诱发地震

水库诱发地震是一种特殊类型的地震活动，它由水库蓄水而诱发，是人类工程活动导致的地震。水库诱发地震灾害包括其直接造成破坏和由于毁坏水工建筑而可能导致的次生灾害。1962 年 3 月 19 日我国广东新丰江 $M_S=6.1$ 水库诱发地震造成的损失是众所周知的。据不完全统计，目前世界上已有 100 余座水库蓄水后伴有水库地震发生，它们遍布于亚洲、欧洲、非洲、南北美洲和澳洲。其中中国水库诱发地震 14 例。表 9.4.1 为世界 $M_S>5.0$ 级诱发地震概况表。因此，从水建筑工程地震角度，合理地考虑水库诱发地震对工程影响是必要的。

表 9.4.1　世界 $M_S>5.0$ 级诱发地震

序号	库（坝）名	最大诱发地震时间年、月、日	震级 M_S	坝高 (m)	库容 ($\times 10^8 m^3$)	开始蓄水时间 (年.月.日)	首次诱发地震时间 (年.月.日)
1	新丰江水库(中国广东)	1962.3.19	6.1	105	115	1959.10	1959.11
2	柯依那(Koyna，印度)	1967.12.10	6.4	103	27.8	1962.6	1963.10
3	基尼萨尼(Kinnersani, 印度)	1969.4.13	5.3	61.75		1965	1965
4	齐尔克依(Циркей, 苏联)	1974.12.23	5.1	233	27.8	1974.7	
5	马拉松(Marathon, 希腊)	1938	4.7(5.0)	63	0.41	1929.10	1931
6	克里马斯塔(Kremasta, 希腊)	1966.2.5	6.2	165(147)	47.5	1965.7	1965.12
7	蒙台纳特(Monteynard, 法国)	1963.4.25	5.0	155	2.75	1962.4	1963.4
8	巴依纳巴什塔(Bajina Bast, 南斯拉夫)	1967.3	4.5—5.0	89	3.4	1967.7	
9	卡里巴(Kariba, 赞比亚-津巴布韦)	1963.9.23	6.1	123(125)	1750(1603)	1958.2	1959.6
10	阿斯旺(Aswan, 埃及)	1981.11.14	5.6	111	1640	1968(1970)	
11	奥罗维尔(Oroville, 美国)	1975.8.1	5.6(5.8)	235	4.4	1976.11	
12	奥尔塔-格兰德(Volta Grande, 巴西)		5.0	56	23.0	1973	1973

9.4.1 水库地震特点

根据已经确认为水库诱发地震的震例，其基本特点可以概括如下：

(1) 水库诱发地震以中小地震和微震占绝大多数，少部分为中强性破坏性地震。据不

完全统计，全世界所报道的近 100 个水库诱发地震震例中，M_S 大于等于 5 级震例占 20%，其中 $M_S \geq 6.0$ 级强震仅占 4%(表 9.4.2)。甚至目前为止，水库诱发地震的最高震级达 6.4 级，它为 1967 年 12 月 10 日发生在印度柯依纳（Koyna）地震，并导致混凝土重力坝的破坏。

表 9.4.2 水库诱发地震震级分配表

震级 M_S	6.0—6.5	5.0—5.9	4.0—4.9	3.0—3.9	<3.0
震例数(个)	4	16	21	27	29
所占%	4	16	22	28	30

（据胡毓良等，1988）

(2) 水库诱发地震震源浅，震源深度多为几公里，有的接近地表，少数超过 20km。一般来说，水库诱发地震显示低震级高烈度的特征，但其影响范围有限。

(3) 水库诱发地震分布相对集中，密集成群，主要分布于水库及其附近，如库区边缘、大坝附近或贯穿库区或邻近库区某些构造部位等。

(4) 从区域分布上看，水库诱发地震多发生在少地震活动区或低地震强度作用和影响区，强震活动区水库诱发地震的概率极低。如日本，近 300 座坝高 15m 以上的水库中，仅两座诱发了水库地震，所占比例还不到 1%（丁原章等，1989）。我国台湾、云南、甘肃等强震活动区内许多水库也尚未见到诱发地震的实例。

(5) 水库诱发地震活动在一定时期内与库水位的升降具有某种相关性。主要表现在（丁原章，1989）：

① 当水位持续上升或升到历史未曾达到的高水位时，地震频度增加，而水位持平或下降时，地震活动亦相应减弱。

② 当水位下降或大幅度下降时，地震频度升高，待水位上升或持平，地震频度相应减小。

③ 水位变化速率对诱发地震活动影响更为突出，水位特续快速上升阶段，地震活动增加。反之水位上升缓慢或转为下降时，地震活动相应减弱。

④ 库水位变化与地震活动之间的相关性存在不同程度的滞后现象，有的滞后数日或数十日，也有滞后数月。随时间推迁，其间的相关性就逐渐消失。

9.4.2 中国水库诱发地震概况和特点

中国地域辽阔，河流密布，水利资源丰富。为了开发水利资源，改善农田灌溉条件，缓解洪水的威胁，建国以来已经建设大中小型水库约 10 万余座,但发生诱发地震的震例有限。在坝高大于 15m 以上水库中，诱发地震的水库不到 1.5%（丁原章等，1989）。现已确认为诱发地震的震例为 14 例（表 9.4.3）。其中 1962 年 3 月 19 日广东新丰江水库诱发 $M_S = 6.1$ 级地震是我国迄今为止最早诱发、最大强度的地震，并导到业经加固的 105m 坝高、长 440m 混凝土单支墩式大头坝严重破坏。其后，从 1970—1980 年间，先后发生丹江口水库、前进水库、柘林水库等近十座水库诱发地震，但地震强度多为中小地震或微震，未对档水建筑物构成威胁。

纵观我国水库诱发地震，除了有和 9.4.1 所述一般特点外，还具有如下一些特点：

(1) 从水库诱发地震震例数量上，我国共有十余例，但所占水库总数的比例很低。在坝高 15m 以上水库中，诱发地震的水库仅占 1.5‰。但以 100m 以上水库中，诱发比例明显增高，约占总数 25%，高于世界同级别水库中诱发地震水库 10.7%的平均比例值。

(2) 就地理分布而言，中国大陆水库诱发地震多分布于中国东部地区，以长江中下游地震区和华南地震区居多（表 9.4.3）。除个别地区为中强地震影响区外，绝大部分诱发地震水库多位于低频度、低强度的弱震区。表 9.4.4 概述了我国诱发地震水库所区地震地质环境基本情况。

(3) 碳酸岩类分布区的水库有较高的诱发地震可能。在我国十余例诱发地震中，震中位于灰岩的占有绝对高比例，约 11 例，占 78%。其次为花岗岩类，约 21%；碎屑岩、变质岩和松散岩体分布地区，几乎无一水库诱发地震震例。

表 9.4.3　中国水库诱发地震概况表

序号	坝名	所在位置	坝高(m)	库容	蓄水时间	初发地震时间	已知最大地震		资料来源
							震级(烈度)	日期	
1	新丰江	广东河源	105	115	1959.10	1960.4	6.1(Ⅷ)	1962.3.18	
2	参　窝	辽宁辽阳	50	5.4	1972.10	1973.2	4.8(Ⅵ)	1974.12.22	
3	丹江口	湖北均县	97	160	1967.11	1970.1	4.7(Ⅶ)	1973.11.20	胡毓良, 1988
4	佛子岭	安徽霍山	74	4.7	1954.6	1954.12	4.5(Ⅵ)	1973.3.7	
5	盛家峡	青海乐都	35	0.045	1980.10	1981	3.6(Ⅵ)	1984.3.7	
6	柘　林	江西永修	62	71.7	1972.1	1972.2	3.2(Ⅴ)	1972.10.14	
7	前　进	湖北谷城	50	0.2	1970.5	1971.10	3.0(Ⅵ)	1971.10.20	
8	南　水	广东乳源	81.5	10.5	1969.2	1970.1	3.0(Ⅴ)	1970.2.26	
9	南　冲	湖南邵东	45	0.2	1969	1969	2.8(Ⅵ)	1974.7.25	
10	湖南镇	浙江 99 县	129	20	1979.1	1979.6	2.8(Ⅴ)	1979.10.7	
11	乌江渡	贵州遵义	165	21	1979.11	1980.4	2.8(Ⅴ)	1985.3.7	
12	黄　石	湖南桃源	40	6.1	1970	1973.5	2.3(Ⅴ)	1974.9.21	
13	邓家桥	湖北宜都	12	0.004	1979.12	1980.8	1.4(Ⅴ)	1983.10.30	
14	新　店	四川	29	0.29	1974.4	1974.7	4.0	1979.9.15	丁原章, 1989

表 9.4.4　中国诱发地震水库区地震地质环境表

水库	所属地震区	最大历史影响烈度	地震活动	水库	所属地震区	最大历史影响烈度	地震活动
新丰江	东南沿海	Ⅵ	弱震活动	南水	华南	<Ⅵ	无地震记载活动
参窝	华北地区	Ⅵ	弱震	南冲	华南	<Ⅵ	无地震记载活动
丹江口	长江中下游	Ⅴ	弱震	湖南镇	华南	<Ⅵ	无地震记载活动
佛子岭	长江中下游	Ⅵ	中强震活动	乌江渡	华南	<Ⅵ	弱震
盛家峡	祁连山	Ⅵ	弱震	黄石	华南	<Ⅵ	无地震活动
柘林	华南	<Ⅵ	弱震	邓家桥	华南	<Ⅵ	弱震活动
前进	华南	<Ⅵ	无地震记载活动	乌溪江	长江中下游	<Ⅵ	无地震活动

9.4.3 水库诱发地震基本成因环境

水库诱发地震本质上是在一定环境条件下，水体和岩体相互作用的结果。因此，其基本成因环境包括了水的诱发环境、水体渗流通道、岩体基本特性和现代应力环境等。

1. 水体诱发环境

水库蓄水引起库区环境改变是水库诱发地震产生的直接外部条件。蓄水导致环境变化主要表现在：

(1) 水库荷载可引起库区岩体压实、弹性变形、扩散等效应，抬升和改变岩体中水位和孔隙水压力。

(2) 水对岩石物理化学作用。

库水位的升高和变化，尤其剧烈变化往往导致环境急剧变化效应，有更多的可能导致水库诱发地震。

2. 水体渗流通条件

水库诱发地震一般发育于水库附近地下几公里范围。地表水体渗流通道构成诱发地震的重要环境条件。从现有水库诱发地震震例看，大致有如下一些利于水体渗流通道的环境条件：

(1) 直立裂隙发育岩体；

(2) 大型的岩体陡倾角结构面，如断裂带，层面；

(3) 岩溶发育区；

(4) 地表水深循环地区，如温泉发育区等。

3. 诱发条件

在诱发地震震例中，突出的特点是震源多分布于坚硬的岩体中，其中以灰岩和花岗岩占多。根据理论和实验研究，这些岩体可能导致诱发地震的内在因素是：

(1) 高强度、高应力岩体中原有裂纹在低应力作用下扩张；

(2) 应力腐蚀和库基弹性变形出现局部应力失衡。

(3) 区域应力场和岩体中可能导致失稳的面小角度作用而易于形成剪切错动。

9.4.4 水库诱发地震危险性和危害性评价

水库诱发地震危险性和对该水库危害性评价是水电工程地震评价的一部分。在详细研究分析水库地震基本诱发的环境基础上，侧重于下列两方面评价：

(1) 应用工程地震危险性评价的基本方法，可以从简单概率法、定数法两种基本方法角度去评价其危险性。重点研究水库诱发地震地区、诱发地震强度及其可能性大小、可能导致震害程度和对周围环境的影响。

(2) 水库诱发地震对水工设施的设防烈度和设防地震动参数的影响。在很多情况下，水库诱发地震多以近震、浅震和中小地震为主，一般情况下其影响多不超过设防烈度。但在低频度低强度地震活动区，大坝设防标准可能不高，因此有必要作出这方面评价；面对高烈度设防区，其实际意义不明显。由于水库诱发地震为浅源地震和小震，其地面运动特点可能是脉冲强度大、频带窄、频率高、持续时间短，因此，对设计参数影响主要是在高频段。对这方面作出评价，以供设计工程师考虑。具体处理办法可以采用两种形式，其一

是根据水库诱发地震动可能特点预测对设计谱进行修正，以反映水库诱发地震的影响。或者将水库诱发地震直接纳入工程地震危险性分析，输出包含水库诱发地震影响的概率设计谱。其二是独立于工程地震危险性评价以外诱发地震动参数预测，即和工程地震危险性评价平行给出水库诱发地震地震动谱，供水工设计师参照。由于目前对水库诱发地震地震动评价不及工程地震危险性分析完善，相对来说，其可信度也受到各种因素影响。同时给出两种预测结果，也许更适合于水工设计师的要求。

第十章　核电和火电设施工程地震研究

10.1　核设施工程地震基本要求

核设施包括核电和核供热、核废料贮存及其他有关核工业设施。地震作为影响核设施安全的外部自然因素之一，是核设施场址选择和评价重要条件之一。其中，以核电工业设施对工程地震研究有相对完善而明确要求。

自从50年代中叶英、美先后建立了核电站以后，到目前已有26个国家和地区拥有核电站，运行中的商业核电站反应堆超过300余座。其中，法国核电比例占全国全部电能50%以上，而在核电数量上，则以美国占多，约为80余座。我国秦山核电站和大亚湾核电站的兴建，开创了我国核电工业新的历史时期，我国亦是自美、英、苏、法、日之后能独立设计和发展核电工业的国家。核电工程地震研究在我国具有广阔的前景。

核设施工程地震基本要求是：

(1) 满足核设施抗震设计；

(2) 满足核设施厂址选择和评价的安全要求。

为了使核电工程地震工作具有明确的针对性和相对规范性，本章将重点介绍有关核电厂选址和安全评价方面一些具体规定。

10.1.1　核电对设计地震动要求

由于核电站的重要性、核事故的危害性、核结构的复杂性，目前又无震害或设计经验可寻，为了确保其在地震时不致于对公众的健康和安全产生危害，需要有特别高的安全度。因此对设计地震的要求不同于一般结构抗震设计，要求在设计上作特殊考虑。主要反映在三个方面：

第一，规定两级设计地震动，各国对这两级地震名称称谓上虽有不同（表10.1.1），但基本思路是一致的。一级是在结构使用寿命内可能遇到地震，核电站在此地震动条件下仍能正常运转，发挥其使用功能，此地震动称为安全运行地震动；一级是在结构使用寿命内可能遇到该地区几乎不大可能发生的最大地震或地震动，在此地震动时，虽不要求核电站安全运转，但要求其不出危险，不产生核扩散事故，在地震后，仍能继续正常使用。此地震称为安全停堆地震。

第二，周密考虑所能遭遇地震动的特性和满足于高精度的分析方法，特别是包括反应谱和直接动力法所需的地震动参数。设计地震动参数应包括两个水平方向和一个竖直方向加速度峰值和设计谱及一组加速度时程。加速度时程可按一定精度并满足设计要求进行人工合成得到，或采用现有强震记录，后者必须论证其适用性。在标准设计谱选定上，一般以选用保守的标准谱，或场地相关谱，前者以美国核电设计标准谱最为典型（图10.1.1）。附录F列出一些主要国家在核设计中使用的谱，可供参考。

表 10.1.1　设计地震对比表

国　家	设计地震			备　注
	类型	重复周期(a)	最大加速度($10^{-2}m/s^2$)	
美　国	OBE	100	50—375	早期 SSE 重复周期为10000—100000
	SSE	1000—2000—10000	100—750	最小 SSE 为 0.1g
日　本	S_1	1000—10000	180—450	
	S_2	50000—	270—600	
法　国	SMHV	100—1000	—100	
	SMS	100000	—200	
加拿大	SDE	100	30—100	
	DBE	1000	100—200	
西　德	ABE	100—200	40—100	AEB 重复周期为 1000
	SEB	10000		
苏　联	DE	100		DE 为大于 4 级地震
	MDE	10000		
国际原子能机构	S_1	100		
	S_2	10000		
瑞　典	OBE	100		OBE 为 SSE 的 1/5
	SSE	10000		
联合王国	DBE	100	—50	
	SSE	10000	—200	
中国	S_1	500		
	S_2	10000	>0.15	

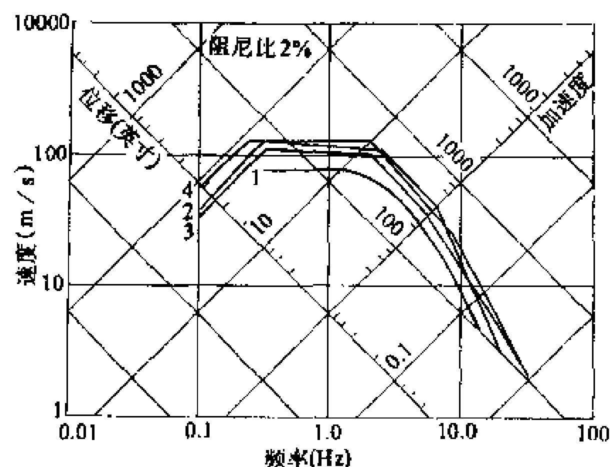


图 10.1.1　美国核电站设计谱的沿革（据胡聿贤，1988）(1in＝0.0254m)

1. 豪斯纳 TID7024（1959）；2. 纽马克-霍尔（1969）；

3. 改进纽马克-霍尔谱（1972）；4. 纽马克-布鲁姆-卡珀(1973)

10.1.2　核电厂厂址选择对地震方面安全规定

1983 年 7 月 7 日国务院批准由国家核安全局发布“核电厂厂址选择安全规定”中视地

震为外部自然事件并作为厂址选择的准则之一。因此必须对其设计基准作出评价。对于一个外部事件（或事件的组合）来说，选择作为核电厂设计基准的参数值，应保证在发生设计基准事件时或之后能使与该事件（或事件组合）相关而对安全有重要作用的构筑物、系统和部件保持其完整性，并且仍不丧失其功能。

具体涉及到地震的内容概述如下：

1. 地震引起地震地质灾害

（1）因地震引起的波浪，包括地震海啸和湖涌产生可能性及其对厂址影响评价。

（2）地表断裂，调查研究厂区地表断裂历史，评价产生地表断裂可能性、有关地带范围及其对厂址影响。

（3）斜坡不稳定性，特别是设计基准引起厂区斜坡不稳定的可能性及其影响的评价。

（4）厂区地面塌陷、沉降或隆起产生的可能性及其对厂址影响。

（5）基土液化，特别是采用设计基准事件来评价推荐厂址的基土液化的可能性及其影响。

2. 地震

（1）对推荐厂址必须进行工程地质和区域地质及地震（包括诱发地震）的评价。

（2）应充分收集和利用厂址区域的地震历史资料。

（3）在确定有关地震的设计基准时，可采用确定性方法、概率方法或综合采用两者方法或其他保守的方法。

（4）必需确定厂址的关于地震的设计基准地面运动。这一设计基准地面运动即为最大的潜在地面振动，发生这种地面运动时，主要考虑因素是保护公众免受放射后果的影响。通常还规定另一个地面运动，如果超过这一地面运动，必须对核电厂进行检查。这些运动应用合适的参数（如地震烈度、地面加速度、不同阻尼频数的反应谱包络线、振动持续时间及时程）来表示。

（5）对于那些确不属于核电厂，但其事故可能会危及核电厂安全并可能使放射后果扩大到不能接受的程度的构筑物，必须采用核电厂确定设计基准的同样方法，确定这样构筑物有无地震的设计基准地面运动，并应评价其对这些结构物的影响。

10.1.3 核动力工程建设项目可行性研究中有关工程地震方面规定

中国核工业总公司核动力工程基本建设程序研究组（1990）对核动力工程建设项目可行性研究内容及深度规定中涉及到地震规定是：

核动力工程建设项目可行性研究分初步可行性研究和可行性研究两个阶段。初步可行性研究关于地质、地震方面任务是，在拟建核动力工程的地区选择厂址时，根据该动力工程厂址选择要求，研究厂址安全和主要技术条件：如地质、地震、水文气象、环境保护、地形地貌、交通运输、外部事件因素等，筛选出几个厂址，作综合技术经济比较，择优推荐二至三个候选厂址。可行性研究关于地质地震方面任务是，对候选厂址进行综合勘测研究，落实建厂条件，进行水文地质、地震地质、气象观测、工程地质勘探等，如需要还要作水工模型试验，大气弥散试验等，对影响厂址选择的各种因素和条件进行综合比较，推荐一个厂址。

初步可行行性研究报告中关于地质、地震研究内容和深度是，候选厂址的地质地震条

件：区域构造特征、历史地震资料收集，分析区内的不良地质现象，对厂址稳定性、工程地质和水文地质条件作出初步评价，并提出可行性研究阶段应通过勘测查清的问题。按“在按核电厂厂地选择安全规定（HAF0100）和导则（HAF0109）的要求，对该选厂址作初步安全分析，判断其可接受性”。

可行性研究报告在地质和地震研究方面内容和深度是：

(1) 作地震活动性分析，初步评定推荐厂址地区的最大地震地面运动加速度，对拟建核动力厂在地震活动方面作出评价。

(2) 作出地表断裂分析，提供厂址 5km 半径范围内断裂构造特征资料，确定在此范围内是否存在能动断裂，厂址是否位于和可能位于地表断裂带，评价其厂址在这方面的可接受性。

(3) 地基适宜性分析，提供厂区范围内的地层、岩性及地质构造特征资料，评价存在地面塌陷、沉降、隆起和地基失效的可能性。提出地基处理方案及其技术经济比较。

(4) 对天然斜坡、人工边坡的稳定性作出评价。对厂址受洪水淹没可能性如降水、高潮位、地震引起的海啸、湖涌、档水构筑物的破坏等，必须提出明确的结论。

(5) 厂址安全分析，根据国家核安全法规（HAF0109）作厂址安全性分析，从安全的角度论证其可接受性。

(6) 厂址选择的综合评价，根据建厂基本条件，对两个较优的候选厂址方案作技术经济比较，提出推荐厂址的意见。

10.1.4 核电厂址地震查勘

1. 核电厂址地震查勘主要内容和要求

核电厂址地震查勘包含在地质调查之中。核电厂址地质调查，分为区域地震地质调查、场地工程地质调查、厂址区地基地质调查和水文地质调查（图 10.1.2）。其中区域地震地质调查、场地工程地质调查和厂址地基地质调查和工程地震调查最为重要。

(1) 区域地震地质调查

区域地震地质调查的目的在于查明所选厂址区域内地震地质背景、提供地震构造区划分和确定发震构造，及进一步确定所选厂址地区的最大潜在地震的基本资料。区域地震地质调查工作，应在厂址查勘阶段①（相当于初步可行性研究阶段——提出推荐厂址）基本完成，并且必须在初选厂址可行性研究阶段予以补充和完善。区域地震地质调查可按不同精度要求分为远场地质调查和近场地质调查：

①远场地质调查：其调查范围必须大到足以包括所有对厂区地震危险有潜在影响证据的地理区域。这个区域的大小，取决于地震地质背景，尤其是在有远震源地震影响的条件下应适当加大调查范围。在一般情况下，调查区域的半径可为 150km 或更大一些。这种调查在大多数情况下，可直接引用已正式出版的 1∶100 万的地质图和地质构造图。对于可疑的、或对厂址的可接受性至关重要的现象，有必要通过收集适当范围内的最新的地质、地球物理和地震地质资料，来核实和完善这些基本资料。在特殊必要的情况下（如资料不足或地质条件复杂的地段），还应进行一些地面地质调查工作，以验证其可信性。

---

① 据安全导则HAF0109，选址过程分为厂址查勘阶段、厂址评价阶段和运行阶段。

②近场地质调查：其目的是获取比远场调查收集的更详细的基本资料，来鉴定近场的地震构造特征。调查范围一般为半径 25km 或更大一些。这种调查，一般以收集和研究前人的资料为主，但也可通过特定的遥感研究和地质、地球物理、大地测量以及地震地质研究，以增加关于关键性资料的新成果。对某些地质条件复杂、而又对厂址的安全性至关重要或对确定厂址地区的地震参数有重要贡献的特征，则必要进行物探、槽探和钻探工作，以验证已有资料的可信性。应根据这些调查资料，绘制成比例尺为 1∶20 万的地质构造图，并说明近场范围内的地震构造的详细情况。

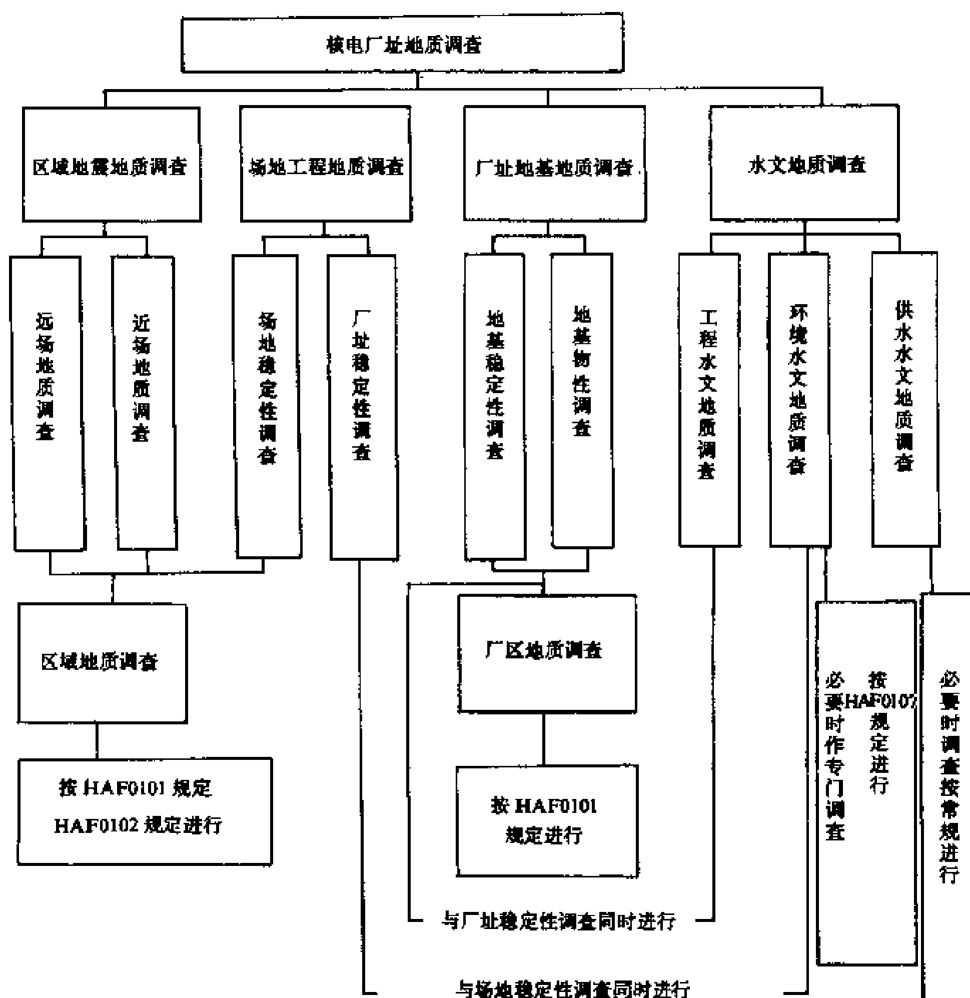


图 10.1.2 核电厂址地质调查分类（据田胜清①，1991）

在完成上述地震地质调查成果的基础上，必须结合地震调查的资料进行综合研究并提出如下结论：

①地震断层、地震构造等的鉴定结论；

②确定区域范围内地震构造区（带）的边界，并编制地震构造分区图；

③阐明区域范围内是否存在可能发生强震的地质构造条件；

④评定调查范围内具备可能发生强震的地质构造条件的部位，并初步估计最大潜在地

1 田胜清，1991，关于核电厂厂址地震及地质调查工作若干建议，在核工业与地震科技合作研讨会上发言提纲。

震的震级；

⑤历史地震活动与地质构造特别是深部地质构造的关系。

(2) 场地工程地质调查

这里所谓的场地工程地质调查，即在核安全导则中所说的"厂址附近的调查"。其调查的目的是，鉴定可能由于地震引起的、能够影响核电厂安全的地质灾害（如地表断裂、岩溶、塌陷、大范围滑坡等），以及厂址所在地区的地震能量的传播特征。

场地工程地质调查工作，应从厂址查勘阶段开始，至厂址评价阶段的初选厂址可行性评价中完成。其调查范围一般为距厂址半径 5km 范围。但在遇到下述情况时，调查范围应包括对确定设计基准事件及其特征有影响的所有厂址特征及其地区范围：可能存在地表断裂、岩溶、塌陷、下沉、基土液化、斜坡不稳定性、朝向厂址的断层及从地下大量抽取流体或向地下大量注入流体。厂址区地震地质灾害在很多情况下和地下水活动状态有关，因此，有必要同时开展工程水文地质调查。调查比例尺可采用 1∶5 万或更大一些。调查工作完成以后，应对下述影响所选厂址的合格性的厂址特征作出明确结论：地表断裂、岩溶、斜坡不稳定性、基土液化及沉降。

(3) 厂区地基地质调查

厂区地基地质调查即核安全法规中讲的厂址地区的调查。厂区地基地质调查的目的在于补充评定地基的稳定性的资料并提供评价各建筑物、构筑物的地基稳定性和地基设计所需的基土物性指标。调查的范围一般为 $1km^2$ 或稍大一些。调查比例尺为 1∶1000 或再大一些。厂区地基地质调查，应在厂址选定之后，最后总体规划和建筑、结构设计完成之前进行。

厂区地基地质调查，应根据场地工程地质调查的资料，在详细分析地基稳定性的基础上进行。调查的方法可采用地质、地球物理、地震地质和岩土工程等技术，以提出评价各建筑物、构筑物的地基稳定性和地基设计所需的资料。

2. 核电厂厂址地质调查阶段

(1) 厂址查勘阶段的调查（简称查勘调查）：这一阶段调查工作的目的，是为了提供一个或几个推荐厂址，为编制项目建议书、获得批准工程项目立项（即批准进行可行性研究）提供依据。这一阶段的调查，就是初步可行性研究阶段应进行的地质调查。

(2) 选定厂址阶段的调查（简称选勘调查）：这一阶段调查的目的，是为了证明推荐厂址的可接受性（合格性），为编制可行性研究报告、以获得批准工程计划立项（即批准可行性研究报告、列入国家计划、下达设计任务书）提供依据。这一阶段的调查就是可行性研究阶段应进行的地质调查。

(3) 基本设计阶段的调查（亦称初步设计阶段，简称初勘调查）：这一阶段调查的目的，是为了为确定厂区边界、为总体规划提供依据，以获得进行初步设计（基本设计）所需的资料。这一阶段的调查，就是初步设计阶段应进行的调查。

(4) 详细设计阶段的调查（亦称作施工图设计阶段，简称详勘调查）：这一阶段调查的目的，是为了获得建筑物、构筑物地基稳定性分析和地基基础设计所需要的资料。这一阶段的调查，就是详细设计阶段应进行的地质调查。

(5) 运行前的补充调查（简称补勘调查）：这一阶段调查的目的，是为了补充和完善厂址安全评价资料，为最终安全分析报告提供依据。

10.1.5　地区和厂址的筛选中地震地质因子

在厂址选择中有可能选用与安全有关的各主要厂址特征与地震有关的否定准则或选定适宜性标度因子的准则是：

地表断裂：在高地震活动区中，通常在区域分析时要否定靠近已知大的能动断层地区，也要否定靠近已知能动断层的可能厂址。也有采用厂址到可疑能动断层的距离作为以后筛选和选择候选厂址的一个因素。靠近已知能动断层的候选厂址应予否定，而离能动断层有足够距离的那些厂址则通常予以优先选择。

地震活动性：地震活动相对高的地区在区域分析时通常予以否定。在地震区，根据可能影响每个厂址地面的强度来筛选可能厂址，然后筛选和比较候选厂址，优先选用经受较小地面运动的那些候选厂址。

地下岩土层的适宜性：在厂址查勘的前两个步骤可能得不到地下岩土层的资料，但候选厂址可根据用作地基的地下岩土层的适宜性进行比较，选出并按优劣顺序排列有适当地下岩土层作为地基的厂址。

地震因子用作表明一厂址特征适宜性尺度指标——适宜性标度如表 10.1.2。

表 10.1.2　地震适宜标度划分

标度级别	标度分类	条件指标
第一级	可(1) 否(0)	地震烈度 < Ⅷ 地震烈度 > Ⅷ
第二级	0 1 2 3 4 5	历史地震烈度 > Ⅸ Ⅷ—Ⅸ Ⅶ—Ⅷ Ⅵ—Ⅶ Ⅴ—Ⅵ < Ⅴ

与地震有关适宜标度在地区和厂址的筛选及其劣次序的排列如下：

1. 地表断裂

(1) 进行区域分析以查明可能厂址

使用频度：在受地表断裂影响的区域经常使用。

要收集的资料：区域地质图，包括含有地层资料的图件；构造图；区域地球物理图(标明重力异常、磁力异常)；卫星照片。

否定准则：否定在给定的距离内有已知能动断层通过的地区。该距离取决于断层的类型以及与断层相关的最大在地震的震级。

(2) 筛选可能厂址以选择候选厂址

使用频度：在受地表断裂影响的区域经常使用。

要收集的资料：除对区域分析所列的资料外，在本步骤中需收集的资料通常还包括：航测照片；当地的地质图；当地的地球物理资料；厂址初步地质勘察结果。

筛选类型：否定、适宜性。

适宜性因子类型：顺序标度因子，可根据专家对厂址断裂的潜在活动性的判断来确定（即断层是能动的概率、断层潜在地面位移影响厂址的概率）。

筛选或否定准则：在较详尽的资料的基础上，对距已知的能动断层某一给定距离内的厂地址应予否定（见区域分析）。此外，对距可疑能动断层在这一给定距离内的厂址，要用一适宜性因子给以低的等级数。

选择方法：作一条适宜性曲线，使顺序标度因子相关于另一用差距标度的参数（例如对一厂址因受能动断层影响而可能被否定的风险指定一货币金额）。

（3）比较候选厂址和排列其优劣次序

使用频度：对地震活动区，能动断层或可疑能动断层在本步骤中总要考虑。

要收集的资料：厂址地质勘测结果及规定的地质调查；厂址地区的地震勘察（在特殊的情况下）；航测照片特别是在低空拍摄的航测照片的判释结果（见安全导则 HAF0101 第 4.2 节和附示 I）。

筛选类型：否定、适宜性。

适宜性因子类型：与前一步骤同。

筛选和比较准则：根据详细资料和考虑主要能动断层的实际分支断裂，否定一些厂址，剩下的厂址筛选与前一步骤同。

比较方法：与前一步骤同。

2. 地震

（1）进行区域分析以查明可能厂址

使用的频度：在强震区（历史地震大于《中国地震烈度表（1980）》Ⅷ度的地区）几乎总要使用；在中等地震区（历史地震为《中国地震烈度表（1980）》Ⅴ—Ⅷ）经常使用。

要收集的资料：区域地质图，包括载有地层资料的图件；构造图；区域地球物理图（标明重力异常和磁力异常，如有资料时）；卫星照片；历史地震的目录；历史地震的等震线；地震区划图（如能得到时）。

否定准则：凡历史上受到高于在技术判断基础上选定的某一烈度值的地震影响的地区应予否定。

（2）筛选可能厂址以选择候选厂址

使用频度：强震地区总要使用，中等地震区经常使用。

要收集的资料：厂址地质勘察结果及在地址上所做的有限的野外工作结果；航测照片判释，特别是低太阳角度下拍摄的照片（见安全导则 HAF0101 第 4.2 节及附录Ⅰ）；用地震构造法初步评价设计基准地面运动所需的资料（对强震区而言）；初步评价在核电厂寿期内预计地面运动所需的资料（对中等地震区而言）。

筛选类型：否定、适宜性。

适宜性因子类型：顺序标度因子，对每一厂址，根据设计基准地面运动或预计地面运动指定。

筛选或否定准则：受到非常严重的地面运动的厂址应予否定。筛选其余厂址：

(i) 对强地震区，查明主要的地震构造和地震构造区。对每一可能厂址进行设计基准地面运动的初步估算，并将它用于筛选；

(ii) 对中等地震区，用一种简化的方法估算预计在约为核电厂寿期的一段时间内发生的地面运动，并将它用于筛选。

选择方法：作一适宜性曲线，使顺序标度因子相关于抗震设计的重要性。

(3) 比较候选厂址和排列其优劣次序

使用频度：在有地震地面运动可能性的厂址上总要使用。

要收集的资料：收集各类资料与前一步骤同，但更详细。收集有关历史上曾影响厂址的地震详细资料或与对厂区的地面运动起决定作用的地震构造相关的地震的详细资料。

筛选类型：适宜性。

适宜性因子类型：与前一步骤同。

筛选与比较准则：除根据更详细的资料外，与前一步骤同。

比较方法：在有强震活动性的情况下，要进行核电厂主要部分的初步抗震设计，设计中必须考虑每个候选厂址的地基特性。然后将结果用于厂址比较。

3. 地下岩土层的适宜性

(1) 进行区域分析以查明可能厂址

使用频度：有时。

要收集的资料：区域地质；详细的地质图；地层图；区域土壤图（如能得到时）。

否定准则：根据详细的地质图和表明地下岩层特征的专门图件的分析，否定有厚层不良土壤覆盖的地区或有可能液化和可能沉陷的土层所覆盖的地区；选择具有固结土层或岩层的地区。

(2) 筛选可能厂址以选择候选厂址

使用频度：有时。

要收集的资料：本步骤要收集的资料通常包括：详细的地质图；地表岩土的特征；下卧土层的现有资料（例如在厂址周围地区重要基本建设施工期间所得到的）；当地航测照片的研究结果。

筛选类型：适宜性。

适宜性因子类型：顺序标度因子，主观指定。

筛选和否定准则：在厂址踏勘的基础上，由专家们按厂址具有适宜地基特征的概率提出半定量判断。

选择方法：根据将顺序标度因子相关于基础工程重要性的差别的适宜性曲线进行比较。

(3)比较候选厂址和排列其优劣次序

使用频度：总要使用。

要收集的资料：与前一步骤所要求者同，但更详细；另外还包括厂址的一定的野外调查结果（例如特殊情况下的钻探、地震勘察）。

筛选类型：适宜性。

适宜性因子类型：顺序标度因子，根据地下岩土层的特征确定。

筛选和比较准则：在一定的野外作业（少量钻探）和专家的工程判断的基础上，对每个厂址指定一顺序标度因子，并将其用于筛选和比较。

比较方法：估算每个厂址必须的基础工程量。

10.2 核电厂厂址地震安全性评价

由国家核安全局、国家地震局(1987)批准发布的安全导则是对《核电厂厂址选择安全规定》（HAF0100）有关条款的补充和说明。它是核电厂厂址选择中进行地震问题论证的指导性文件。所谓核电厂厂址选择中的地震问题，实质上就是评价所选厂址的地震安全性及确定抗震设计所需的地震参数。评价厂址地震安全性应包括初步调查和详细调查两个阶段。初步调查主要依据现有资料及现场踏勘的结果对厂址做初步评价；详细调查应根据以下有关章节所规定的调查内容和方法对厂址进一步作详细的调查，以确定有关抗震设计所需的设计基准地震参数。本节以 HAF0100 为基础，根据作者经验介绍核电厂厂址地震安全性评价主要原则、内容和方法要点。

10.2.1 初步调查的基本要求

在厂址选择的各个初步调查阶段中，例如在厂址查勘及筛选中，应注意下述两类与地震有关的厂址特征：

(1) 可直接影响厂址合格性的特征

① 能动断层；② 岩溶；③ 斜坡不稳定性；④ 基土液化；⑤ 沉降；⑥ 可影响厂址设计基准地震和其它设计基准现象（如海啸）的严重程度的厂址特征。

(2) 影响设计基准事件严重程度的厂址特征

应根据《中国地震烈度区划图，(1990)》和《中国地震目录》及其他有关资料，对厂址地区的地震活动性进行初步估计，对立于海岸地区的厂址，还应对海啸的历史进行初步调查。这些调查的结果，应在比较不同厂址和决定是否要作进一步调查时，加以考虑。

10.2.2 地震设计基准的资料、调查及其方法

1. 地震资料收集与调查

(1)历史资料

确定设计基准地震的主要资料之一是完整的历史地震资料，必须尽可能地收集现有的、能追朔到最早的时间的历史记录。根据这些资料确定历史地震的烈度。

收集历史地震资料的范围应包括厂址所在地震构造区的半径达数百公里地区。需要收集的历史地震资料如下：①震中烈度值中最大烈度值；②厂址地区的烈度；③等震线图；④震级；⑤震中位置和震源深度。

对无仪器测定的每一历史地震，应尽可能用地震烈度值、建筑物的破坏情况和地面效应资料以及当地的地震断层来确定震中位置和震级大小及等震线图。

(2)测震资料

对厂址所在地区内所有由仪器测得的可用地震资料，都应予以收集。其中应包括：①震中位置和震源深度；②发震时间；③震级；④余震区；⑤最大烈度；⑥等震线图；⑦厂址地区

的地面运动；⑧有助于评价地震构造的其他可用地震资料。

对某些地质条件特别复杂的地震构造区和当核电厂设置在这样的地区时，可在厂址几十公里半径范围内，建立具有记录微震能力的精密地震仪台网。对在台网内和台网附近的微震，应仔细地定位，以便用于地区的地震构造的研究和确定适当的设计基准地面运动。

此外，还应收集国内外强震记录，以用于推导适合本地区使用的地震衰减函数及拟建核电厂的设计反应谱。在无法取得记录资料的地方，应在厂址地区内设置强震加速度记录仪，以便在可能时获得强震记录资料。

2. 地质资料收集与调查

(1)区域地质

收集区域地质资料和进行区域地质调查的主要目的是为了全面了解该区域的地质背景和构造格架情况，以便鉴定区域内存在的与地震有关的地质事件及其类型。区域地质调查应包括下述内容：

①地面特征：应特别注意鉴别岩性单元，例如结晶岩、火山岩、沉积岩、冲积层。

②地层：层序及其年代、分布范围、可能的深度、及其相互间的关系。

③区域构造：应特别注意断层。可能的最近期地面位移的地形和地貌特征。区域构造的类型，例如地层的水平连续性、褶皱和断裂。地质构造的历史，特别是褶皱和断裂的年代。

④构造特征：区域内断裂的形式和类型及与地震构造区相关的大断层。断层的长度、深度、走向和倾向、断层间的组合关系、断层的年龄和活动历史。应特别注意第四纪沉积层的鉴定和进行详细的新构造活动的研究。

⑤地下特征：在没有基岩露头、但有适宜资料的地方，则可绘制地下地质图。应利用从区域地球物理勘探得到的资料，例如地震勘探、重力勘探和磁力勘探等，以取得所需的地下详细情况。由于深部构造在地面上无直接的表现，所以允许用地下地质图来确定历史上的地震活动与深部构造之间可能存在的关系。

上述的大部分资料应表示在地质图上。区域地质资料通常可从已出版的地质资料中得到。建议广泛采用遥测信息，如卫星照片、雷达扫描、航空摄影、航空磁测和重力测量等资料。在已出版的资料不充分的地点，特别是在某些地质条件复杂的地区，则有必要进行钻探、槽探和利用反射和折射方法的地震勘探等野外勘探工作，以补充已出版的区域地质资料和帮助解释遥测信息资料。

(2)厂址地区及厂址附近的地质调查

对厂址地区和厂址附近的地质情况进行特别详细的调查，这种调查应包括下述内容：

①厂址地区地质和物理特征，例如地层的厚度、深度及其力学性质。

②当地的地质构造，包括厂址附近的地面或地下的断层与活动断层或能动断层的构造关系，与历史地震的关系。

③厂址附近的调查，对拟建核电厂的地区的一般地质和地貌特征，如地面起伏性质和地面倾斜、河流状况、侵蚀类型、植被种类和排水状况或岩石露头等，可显示出地质构造状况调查外，下述一些调查内容也应予考虑：

a. 地震勘探

用地震反射和折射技术探测每一地层的厚度及构成物质的动力性质。在地质情况非常

复杂的地区，用其精确地确定地震波在各个方位的速度，确定仪器记录的地震震中位置及当地地震活动性断层的位置。

b. 地面振动特性的测量

在地表和地下设置测震仪测量该地区的自由场地震和脉动，确定区域内地震波的性质、地面的卓越频率和各种界面与基岩之间的振幅比。以供核电厂作动力分析时选择地震地面运动的参考。分析小地震、脉动和大震所产生地面的振动特性关系和差异。

c. 微震研究

进行微震研究，以帮助解释地震构造。

③厂址地区的调查

a. 地基调查，应进行地基勘探和实验室试验，以确定地下不同土层的厚度和深度及静态和动态性质（即泊松比、杨氏弹性模量、剪切模量、密度、相对密度、抗剪强度及固结和膨胀特征）。

b. 钻探，对覆盖层浅或比较浅的地区，基岩和基底岩石的轮廓可由钻探确定，钻探时，应在一定间隔及岩土性质和地层发生变化的地方取土样进行试验。钻孔的数量、深度及分布，可根据厂区的地质条件确定。

c. 坑探，当持力层及（或）基岩性质与结构既不能用地震法也不能用钻探方法确定时，则应采用试坑、探槽、竖井或探洞等方法确定。采用这类方法的现实性取决于持力层的特性和基岩的深度。

d. 模型振动试验，根据对区域地质特征的掌握情况，合理地采用封闭形式的阻抗函数、基底弹黄支承的离散集中质量（这些单弹黄的振动特性取决于支承介质的刚度）、有限元（这些元表示结构和支承介质的刚度和质量，以及边界特性）等方法，模拟评价建筑物、结构和设备的固有自振频率，结构地震反应时持力层的刚度性质及有效值范围。也可在持力层上直接设置的建筑模型上安装振动机，用实验方法得出共振曲线，再由共振曲线算出刚度性质的有效值。在这种实验中地面应力和应变的分布与实际建筑物的应力应变的分布有很大差别。所以为估计试验方法中的不定因素的范围，必须对试验的换算系数和基土材料的非线性特性进行仔细审查。

3. 推导设计基准地面运动

每一厂址的设计基准地面运动，包括标准反应谱、与厂址相关的反应谱以及相应的地震运动时程曲线。设计基准地面运动的分为两级，即 S_1 和 S_2。S_1 用单纯的概率法或结合地震构造法的综合概率法来估价。S_2 应根据综合概率法或地震构造法和区域的地震史来估价。

地震构造法，包括：①鉴别区域的构造、地震构造区（带）、地震活动构造及其最大潜在地震；②估算在地震活动构造或地震构造区边缘上距厂址最近的地方，发生最大潜在地震所引起的厂址设计基准地面运动。如果地震构造距厂址很近，对震源体的实际范围应予以考虑。

(1) 地震构造区的鉴定

研究地震构造区的目的，是确定具有类似的潜在地震的地理区域。地震构造区是由地质结构和地震活动特征的相似性来鉴定的。

要列出用以区别不同地震构造区的大地构造特征、构造史和近代地震活动性。区分出

有明显不同的构造格架的地区、具有不同现代的应力的地区、具有显著不同的晚第三纪和全新世构造史的地区。

在确定地震构造区时，相邻地区的所有在构造上具有相同的地震构造或地质类型的区域，应划在同一地震构造区内；每个与地震活动性有关的大地构造，应作为整体处在同一地震构造区之内；当怀疑一个构造为另一个构造的延续时，则两个构造应作为一个构造来考虑，并且该地震构造区应考虑延伸到包含两个构造在内的范围。

中国大陆内部的板内地震强度高、频率较低、分布比较零散。但有些地区相对集中成带。不同的地震区（带）具有不同的潜在最大地震及不同的地震频率。这种不同的地震活动特点可考虑划分为不同的地震构造区。

地震发生频度和强度的显著不同，可能意味着构造条件的差异，这可以在确定地震构造区中应用。所采用的历史资料要有足够长的时间，以便说明根据这些资料所得的结论是合理的。但震源深度显著不同，也可证明构造条件的不同。

应当分析可能在现有文献中找到的、对区域地震构造的另外的解释。当判明这些另外的解释，对阐明地震和地质的资料同样好时，则应用更保守的评价厂区潜在地面运动的解释。

(2)地震与活动构造及地震构造区的关系

①地震与活动构造的关系

对确认地震与活动构造的关系，应阐明确认的根据和原则，说明该构造的特征、地理范围、和它与区域构造格架的关系，确定震中所采用的方法的分析和估计震中位置的误差。在同一地震构造区内，应在生成年代、运动方向和运动历史等方面把这些构造同其它构造进行详细对比。其它的地震资料，如震源机制、应力环境和余震分布等，也应予以评价。与地震活动明显有关的大地构造，应考虑为地震活动构造。

②与地震活动构造有关的最大潜在地震

确定最大潜在地震时，应使用以上所叙述的地质和地震资料，并与有关构造的规模、位移的大小和方向、历史最大地震及地震发生的频率相关联。地震时断层破裂的规模，通常可由余震的分布来确定。在当地缺乏适当的资料时，大地构造的最大潜在地震，可通过使用这些破裂的规模（长度和垂直方向的范围、位移）和震级相联系的方法来估计。但在使用这些关系时，需要知道在单个地震时，构造活动的长度占总长度的值。在某些地区可假定此值约为断层全长的一半。当采用这个方法时，应记住震级是震源尺度及应力降的函数。应力降通常是不知道的，但可采用已出版的研究报告和经验数据提出的合理上限值。另外，也可根据与地震活动构造或地震构造区有关的地震资料的统计分析，估计地震活动构造或地震构造区的最大潜在地震。在可得到充分的关于地震活动性和断层或断层带活动的地质历史资料时，则可由断层的总面积和在第四纪以来的断层的最大滑动量估计可能最大震级。在这种方法中，经常作这样的假定：即以地震次数的统计分布作为震级的函数。滑动与地震矩有关，因此滑动与震级有关。最后根据总滑动距离估算最大震级。

③与地震活动构造无关的地震

与大地构造无关的最大潜在地震，在构造区内可能发生的概率非常低，应根据历史资料和区域地震构造特性来估计。也可采用与具有很多历史资料的类似地区比较的方法来确定，但对这种估计要求有相当的判断力。

(3)厂区地面运动的估计

①烈度法，当地震是用震中烈度表征时，则采用烈度法。采用这种方法时，可从能代表区域内的历史地震的等震线图推导出烈度的衰减关系，以估计历史地震在厂区引起的地震烈度。要注意区域的等震线图的代表性和数据的离散性。因此，由区域资料推导出的曲线应与相似地质区域现有曲线作比较。采用这种方法得出厂区的烈度之后，可采用烈度与地面运动的物理参数关系，取得相应于每一设计基准地震的最大地面运动加速度或速度。在选择合适的衰减关系时，建议对数据的离散性和确定这种衰减关系是否适合该区域作出评价。

②震级法，当地震是用震级表征时，则采用震级法。采用这种方法时，把地面运动参数（峰值加速度或速度）作为震级和厂址到震源或断层的距离的函数。在选择合适的衰减关系时，建议对数据的离散性加以考虑。保证这种关系能反映出设计基准所用的最大地面速度或加速度是根据震级和从震源到厂址的距离来估计的。

不论采用哪个方法，都应注意到地面运动不是由一个参数来确定的，它可取决于强度、震级、震源机制、震源距、厂址和传播途径的特征及地震的持续时间。在选择核电厂设计所用的反应谱时，除考虑不同的地震在不同频率范围内可产生最大的反应之外，所有这些因素都应考虑。此外，在选择确定地面运动强度的衰减关系时，应注意在靠近断层破裂的地方地面运动在高频时有非常大的峰值。虽然衰减关系受到这些峰值的影响，但这些峰值对核电厂设计来说，常常不如较低水平的持续运动重要。

③简单概率法

采用概率法的目的，是确定核电厂在运动期限内，超出某一可接受的低概率的地面运动的水平。这样就需要数据样本和可被接受的概率模型。由于可满足数学模型所要求的数据，通常是有限的，所以简单概率法一般仅能用于确定 S_1 级地面运动；仅当与地震构造结合考虑时，简单概率法，才经常用于确定 S_2 级地面运动。

④与地震构造统计法相结合的综合概率法

用地震构造法结合现有的历史地震资料的组合方法可由下列步骤所组成：

a. 制定震级——频度规律，有时须假定最大震级；

b. 选择震源模型（如点源、线源及面源），这需要进行大量的具体地震构造研究工作；

c. 利用适当的关系估算厂区历史地震的地面运动的强度（要考虑离散性）；

d. 为各个震源确定超出所选用的地面运动参数（加速度、速度、位移）的概率；

e. 由各个震源的贡献之和求得超出所选定的地面运动参数的总概率。

⑤其它考虑

在地震概率的计算中，估算值的置信水平主要取决于可用资料的时间宽度，资料较少时取决于数据组的完整性。因此，为使得地面运动强度的估算值具有高置信水平，数据组应包括可能的最长时间长度。这需要使用仪器记录以前的资料，而这些资料经常是不完整和不精确的。所以应对已有数据组的完整性和精确性进行审定，并在概率法计算中加以考虑。当采用上述方法作概率计算时，希望能用区域内测得的低强度地面运动数据来增大可用的数据组，这对具有有限历史记录的区域非常重要。所需的数据可由在区域内设置微震记录台网取得，在使用微震数据时，由于震中位置可能不准确，且微震在某一时间内有群

集的倾向，应特别谨慎。

(4)诱发地震活动性评价

对潜在的诱发地震活动性，如大型水坝或水库、或是由大量向地下注水或从地下抽水所引起的地震活动性应给予特别的注意。在可能发生这类问题的区域内设置地震观测台网，并作专题研究，以便对今后的地震活动性作出评价。

(5)设计基准地面运动的确定

S_1 是考虑在核电厂运行寿期内，可合理预期的在厂区可能遭受一次最大地面运动。S_2 直接对应于极限安全要求，考虑超过这种地面运动的水平的发生概率是非常低的，并以它代表设计拟采用的最大地面运动。它的估计可基于对地震构造、区域内的历史地震、厂区的地质和岩土特征的了解来确定。S_1 及 S_2 都应采用适当的反应谱和运动的时程来规定。该地面运动均应在自由场条件下的地面处或在基础标高处确定。

① S_1 的推导。S_1 是根据对厂址有过影响的历史地震来推导的。它可采用不超过限定概率的地面运动表示，并可用概率法或包括考虑地震构造因素的方法（即综合概率与地震构造法）来推导。另外一种方法可以代替概率法确定 S_1，即规定 S_1 是 S_2 的一部分(例如 S_1 为 S_2 的一半)，但此处的 S_2 是用精确的地震构造法所确定的。

② S_2 的推导。S_2 必须根据与大地构造有关的最大潜在地震和区域内与地震构造区有关的最大潜在地震来推导。如果不同的假定最大地震在厂区产生不同频率的最大地震地面运动，每一个这样的地震均应用最大烈度或震级和其他重要参数（包括厂址地区与震源的距离）来描述。也可根据已有的数据，采用类似地震构造法相结合的综合概率方法确定 S_2。确定 S_2 时，应考虑以下各种地震：

a. 厂址所在的地震构造区内与特定大地构造有关的最大潜在地震；

b. 厂址所在的地震构造区内与特定大地构造无关的最大潜在地震；

c. 厂址邻近地震构造区与特定大地构造有关的最大潜在地震；

d. 厂址邻近地震构造区与特定大地构造无关的最大潜在地震。

估算 S_2 级地面运动的步骤如下：

a. 对每个地震活动构造，应考虑最大潜在地震会迁移到最靠近厂址地区的构造的适当位置上。对靠近厂区的地震，应考虑震源的实际尺度。

b. 与地震活动构造无关的、位于厂址所在地震构造区内的最大潜在地震，应假定发生在距厂址一定距离处。这需要进行调查研究，以确认在此距离内无地震活动构造，并确认这里地震发生的概率非常低。这个距离可能在几公里到几十公里的范围内，并取决于构造区的震源深度。在估计它时也应考虑震源的实际尺度。

c. 邻近厂址地区的地震构造区中的最大潜在地震，应假定发生在最靠近厂址的构造区边缘上。

d. 确定由这些地震在厂区引起的地面运动强度，应采用适当的衰减函数。

当某些地区由于地震构造资料不足，不能采用上述程序确定 S_2 时，也可参考区域内的最大历史地震作出适当估计。在历史地震记录时间短的地区，采用这种程序估算的 S_2，可能不大可靠。但是，不论采用哪种方法，当确定的 S_2 级地面运动加速度小于 0.1g 时，均应按 0.1g 采用。

(6)设计基准地面运动的特征

S_1 级和 S_2 级地面运动的特征包括不同阻尼系数的反应谱和时程曲线。

①厂址区的谱形

根据区域内的地震震源谱特性和地震波从震源传送至厂址地区地壳介质的衰减特性，来确定地面运动的谱形。在基岩以上的地层中，自由场的地震波根据地层的频率传送特性和振动应变大小而放大或衰减。

可用下述两种方法确定设计地面反应谱：

a. 厂址相关反应谱

当有可能时，反应谱应尽量采用从厂址处记录的强震时程曲线推导出来。但通常在有限的年限内，不可能在厂址处得到强震记录的适当样本。所以可以采用具有相似地震、地质和岩土特性的地区取得的反应谱，来制定特定厂址的反应谱。对从其它地方取得的反应谱应进行评价，以确定这些反应谱是否能恰当地反应厂址地区的反应能量的吸收特性和发生影响厂址的地震的震源机制。应注意记录到的强度一般低于定义为 S_1 或 S_2 地面运动的强度。因此，应考虑与地面运动的不同应变程度有关的不同频率特征。

上述方法可归纳如下：

(i) 从厂址或类似该厂址的地区，收集一些强震加速度图；

(ii) 对这些加速度图进行适当的标准化；

(iii) 估算每个加速度图的不同阻尼系数的反应谱；

(iv) 考虑由地面运动引起的地下应变的程度，修正标准化了的反应谱。

b. 标准反应谱

标准反应谱是从过去的地震记录的许多反应谱推导来的，并且是应用于一般情况的。但考虑到某些高频场地有比较高的谱值，所以对这个标准反应谱可能需要作一些修改。修改的方法是把标准反应谱按地面加速度、速度和位移值的比例进行修改。

②阻尼

在评价抗震研究中的总的安全裕度时，重要的是除了对确定 S_1 级以 S_2 级地面运动时的安全裕量进行评价外，也应对选择基土和结构阻尼值时的安全裕量进行评价。

③地震地面运动的时程曲线

时程曲线，可由已经确定了的厂址地区的 S_1 和 S_2 地面运动来建立。时程曲线应考虑最大速度（或最大加速度、或谱强度）和持续时间或相当于地面运动强度时程曲线的包络线的"确定性强度函数"。

设计所用的地震地面运动的时程曲线，可根据下列条件求得：

a. 在厂址附近，从过去的地震得到的强震记录或以此修改过的如调整峰值加速度、采用适当的频率滤波器和综合一些记录等。

b. 在具有相似地震、地质和岩土特征的地方得到的强震记录。有时这些记录须作一些适当的修改诸如由采用地震波传送理论而修改频率特征。

c. 模拟地震地面运动的计算模型，例如，由计算机根据所产生随机时间序列并经过滤波以取得具体频率特征而得到的模型。

另外，在应用时程曲线时，时间增量可以修改。不论采用什么程序，设计时程曲线和设计反应谱应是相互协调的。这意味着应选择足够数量的、具有相应特征的时程曲线，使反应谱包络线在整个有意义的频率范围，不致太低于平滑的设计反应谱。

④持续时间

地震的强震持续时间，主要取决于断层破裂的长度和速度。震级可能与震动的持续时间相关。不同的研究者预测的持续时间不同，这主要是由于对地震持续时间所下的定义不同。例如：当加速度的持续时间定义为从震动开始到加速度下降至加速度峰值的 5%时的时间长度，则持续时间可用地震震级和其它影响因素进行估算并应加以验证。

⑤竖直方向和水平方向运动的比值

建议对竖直方向的设计反应谱的设计时程曲线，采用与水平方向相同的方法进行估算，合适的竖向时程曲线，可作为这个估算的基础。当无法取得厂址的竖向地面运动加速度的具体资料时，则可合理地假定竖向加速度峰值与水平向加速度峰值之比，在 1／2 到 2／3 的范围之内。

另一个是建立标准竖向反应谱的方法，是根据统计分析得到的在相同频率下的垂直和水平反应谱纵座标，来推导在此频率时的比值。

10.2.3 厂区的潜在地表断裂

1. 能动断层的标准

当存在下述情况时，该断层可考虑为能动的：

（1）在过去 50 万年之内，在地表或靠近地表处有重复发生过运动的迹象，就可以推论有进一步发生运动的可能性；

（2）已经证明一个断层与另一已知能动断层有构造联系，以致于一个断层的运动会引起另一断层在地表或推近地表处的运动。

这里包含有某些地震活动断层具有地表位移的潜在性的意思。

2. 地震断裂调查的要求

应取得足够的地表和地下的详细资料，以指明在厂区或近厂区附近有没有明显断裂活动，如果有断裂活动时，则应说明其方向、范围和有关它们的运动历史，并可靠地估计最近活动的年代。通常应进行足够详细的地质测绘，测图比例为 1∶50000 或更详细一些。应特别注意厂区及靠近厂区的地质特征，这些特征对判别断层、或用于弄清断层运动的年代，是特别有用的。地貌特征，例如阶地，对于确定断层活动的年代，可能是特别有用的。当断裂为已知，或怀疑有断裂时，则应进行包括地层及地形分析、地面测量、槽探或其他取得弄清是否发生过地震运动的方法在内的调查。所有显示在照片上的或由遥感技术取得的线性地形特征，应进行充分的调查，以解释其地质成因或不能给出地质解释的原因。在某些情况下，可能需要在远离厂址地区的地方，进行详细的地质和地球物理的勘探。

(1) 地表断裂调查

对厂区或厂区附近的断层，应说明其几何状、方向及近代活动的迹象。调查工作应在足够的范围内进行，以保证能鉴别和说明厂区或靠近厂区处的几百米以上的断层。调查的内容以及采用的技术，因厂区地质条件的复杂程度和厂址附近的新构造作用的历史而定。通常最低的要求是要具备厂址附近的详细地表地质图，这个图应是基于野外测绘的结果、航测照片的分析和其他可得到的资料而绘制的。对于地震活动性低，且地质构造和地层简单的地区，则没有必要进行广泛的调查；对地质条件复杂的厂址或高地震活动性的区域，

则需要进行更加详细的调查。在厂址地区内应进行的地下地质和地球物理调查，取决于厂址及靠近厂址处的地质条件。这些厂区调查可包括钻探、重力和磁力勘探、地震折射和反射勘探、试坑、探井、槽探和探洞等。所采用的技术，可能对每个厂址都不同，但应使用不同的方法和技术来进行互相校对。

在有大水库蓄水注水的地区，有可能导致断层（不具有证明有近代的接近地表的运动）活动迹象，如同诱发地震所引起的反应一样，则应进行上述一些项目的调查。

(2) 确定断层年龄的方法

大多数断层的近代活动，可由许多方法来确定，如地层地貌构造方法和同位素的地质年代法。对于特定的厂址，可以应用上述的许多种不同的方法相互校核，以增加其可靠性。当采用地层及地貌学方法时，应特别注意所用方法与调查所要求的详细程度是否相适应；当采用同位素地质年龄确定时，应说明其误差的范围并加以讨论。

(3) 厂址附近的断层与区域构造的关系

应对厂址附近的断层与区域构造之间的结构和成生关系进行研究。应对走向朝着厂区附近、在厂区附近交叉或位于厂址附近地区之内的每一地震活动断层进行调查，以明确其运动能否直接或通过断层的分枝在地表产生位移。在活动构造区内，还需要进行一些远离厂址的辅助的详细地质和地球物理调查，以明确厂址附近断层与位于厂址附近地区以外的活动断层之间的构造关系。

(4) 断层与地震活动性的关系

应对走向朝着厂址附近、在厂址附近交叉或位于厂址附近地区之内的所有重要断层进行研究，以确定其是否与强地震活动性相关，研究的范围和详细的程度，要根据可得到的地震资料的使用价值和区域内新构造的活动性而定。最低要求应包括使用仪器测定以前和使用仪器测定的地震历史的估计、测绘地震震中以及区域构造特征图、与断层带走向有关的等震线形状的确定和余震分布资料等。对于能用仪器记录地震的时间，在具有高活动频率和构造复杂的地区，研究应扩大到包括震源机制的研究，当资料允许时，还应确定区域的应力场。在已知的新构造区和特殊复杂断层构造地区，微震监测可用以对厂址附近断层定位和确定其几何尺寸。

10.2.4 地震引起的波浪

1. 海啸

海啸通常是由于海底地壳变形而引起的波浪或波浪体系。这种海底地壳变形是与地震有关的，海啸也可能由火山爆发和滑坡引起。当海啸到达大陆架和海岸线时，由于大陆的坡度、大陆架、海湾、港口和其他深海的特性等影响会使波形发生改变。因此，对海啸的高度有时还要进行实质上的修正。

(1) 资料及调查的要求

对位于海岸或河口处的厂址，应研究有无发生海啸的可能性。其调查中分为初步调查及详细调查两阶段。初步调查的内容应包括：

① 过去的海啸迹象或类似的现象的历史记录及其评价；

② 考查近海地震或火山活动的迹象；

③ 虽然该地区并没有发生海啸的历史记录，也应估计地震活动地区发生的海啸对厂

区的影响。

众所周知，海啸的高度可能由于海岸线和深海大陆架等的地形特征而显著地放大，所以，在进行初步调查时，应认真研究厂址地区的海岸线的地形特征。

如果经过上述初步调查说明有发生海啸的可能性时，则应进行下述详细调查：

1 应收集区域内的、与厂址的地形及海深相类似的其他沿海岸地段的和在不同可能发生海啸显著放大的其他沿海岸地段的海啸发生地和强度的记录。海啸强度的资料也应予以收集。

2 应收集和分析地震和地质的资料，以确定远距离的最强烈的潜在海啸源和本地的海啸源，例如地震或火山活动的震源，这些资料应包括最大震级、震源深度、竖向位移分量和地震活动的频度等资料。

3 应收集有关海岸地区直到大陆架边缘的地形和海深的资料。

4 应收集有关潮汐、风浪、涌浪及其对厂址附近海面影响的数据。

5 为估计厂址附近范围内海啸的性能，应建立适当的分析模型和物理模型，并考虑当地的地形、海深和人造结构物。通常仅用数值进行这项研究。

潜在海啸源的定位和海啸效应的估计方法，目前国际上也还正在进行研究，模拟所用的分析方法应与适合于区域的最新方法结合。在可应用其它较简易的方法进行的地区，可不采用此处所叙述的某些方法，例如在厂址地区的海啸可由历史记录来确定的地方。

(2)设计基准海啸的鉴别

对可能在厂址附近引起最严重后果的远处海啸源和当地最强烈的海啸源应进行研究。对每个海啸源地区，应收集其海啸强度数据，应估计最大的可能震级、震源深度、竖向位移分量和地震发生频率。为了作出上述的估计，通常需要对从非常大的区域内取得的资料进行评定。对某些推荐的厂址，有可能从现有的历史资料来确定在厂址附近引起最严重后果的海啸地区。对其他推荐的厂址，需要从潜在海啸源地区模拟设计基准海啸，以确定是那一个海啸源在厂址附近所引起的后果最严重。

(3)水位爬高与降低

应用下列三个主要因素，估计紧靠厂址地区的海岸线的水位爬高与降低：①到达大陆架边缘的海啸能量或在当地深的海洋测深基准所选定的规定海水深度；②由海岸附近地形特征引起的放大作用，包括共振效应引起的放大作用；③按常规假定潮汐和波浪的条件，例如每年的严重程度。

为了确定设计基准海啸对厂址的影响，应利用所取得的资料和对地震的研究成果。波浪的传播方向也应考虑。可采用下列一种或多种方法，确定推荐厂址附近海岸的局部放大系数：①分析当地有关海啸的历史资料的方法；②用上述历史资料与无显著放大的地区的类似资料作比较；③确定大陆和海岸海啸的反应能力的数值；④用模型模拟当地水文条件和沿海岸线所建造的设施的影响结果。

2. 湖涌

湖涌是一种有限水域，如湖泊、水库、海湾等的振荡运动，湖涌可由地震、滑入水中的滑坡体或水下火山爆发等引起。风暴、台风或运动气压和种种变化等气象干扰也会引起湖涌，但本节只考虑由地震和滑坡产生的湖涌。

(1)确定最大涌浪的因素

确定与地震现象有关的涌浪大小的主要因素是：①长周期地震波的振幅和持续时间；②水域自振周期与地震波自振周期之间的共振效应；③地震产生的涌浪与其他原因引起的涌浪之重合；④水域沿岸的地形及水深。

滑坡引起涌浪的其他重要因素：①水域的大小；②滑入水中的滑坡体的大小；③滑坡的运动特征；④沿岸区域的地形和水深。

(2)所要求的资料及调查

对位于有限水域岸边的厂址，应进行包括下列内容的初步研究，以确定潜在涌浪的可能性。①对过去涌浪历史记录评价；②考查沿岸区域，以估计是否可能发生大的滑坡或火山爆发。

当这些调查表明可能由地震或滑坡产生涌浪灾害时，则需要进行进一步的、更详细的调查。

3. 地震引起的水坝破坏

对任何推荐厂址，都应对靠近厂址上游或下游的水坝因地震引起破坏的可能后果进行估计。

如果估计表明水坝破坏的后果是可接受的。则不需要采取进一步的措施。

如果估计表明水库发生的破坏后果是不能接受的，则应确定水坝可以经受的设计基准地震，估计水坝破坏的可能性。

此外，对由于地震引起的滑坡所产生的涌浪，应估计其对水坝破坏的可能性。并应考虑在水坝处发生强震地面运动与随之而来的涌浪对水坝的综合影响。

10.2.5 地震地质灾害

某些地震和地质事件可能对工程安全产生有害影响。这些影响安全的事件包括地震引起地面破坏所导致的液化或滑坡，以及由地质因素所导致的沉降或塌陷。

1. 基土液化

为估计厂址地区潜在的液化土层的范围及分布，应收集下列有关资料：

(1) 组成这些液化土层的土的颗粒级配、密度、相对密度、不排水的静力及动力的天然抗剪强度、应力随时间的变化及沉积年代；

(2) 地下水位；

(3) 土的贯入阻力；

(4) 土的剪切波速度；

(5) 如果可能的话，还应取得过去的液化记录资料。

这些资料通过适当的野外勘探来收集，如钻孔、槽探、地球物理勘探以及如土的性质指标和静力循环试验一类的实验室试验。

如果评价认为不符合安全要求时，则必须采取适当步骤来防止这些土层的液化，或者认为该厂址是不合适的。

2. 斜坡不稳定性

对因其破坏将会严重影响核电厂安全的所有天然斜坡及人工边坡的稳定性，都应作出评价。应估计具有 S_2 级地面运动的严重程度的地震可能引起的斜坡不稳定性的可能性。因此，应收集下列资料：

(1) 斜坡的儿何形状及其岩性分布，并应有代表性的垂直斜坡走向的地质剖面图；

(2) 对岩石斜坡，需要详细调查它的儿何形状和特性，例如与破碎带关系、岩石产状及风化程度；

(3) 岩土的静力和动力特性；

(4) 地下水位；

(5) 边坡曾经破坏的迹象。

应采用可接受的野外方法和实验室方法来收集这些资料。野外方法如钻孔、竖井、试坑、槽探及地球物理，实验室方法如性能指标的测定和适当的静力循环实验。

3. 地基沉降

在厂址地区应进行初步调研，以确定地基是否有沉降的可能。如在厂址附近的地下有厚的含水层、可开采的炭氢类矿物及在附近进行开采作业时，就表明有沉降的可能。如果沉降的后果是可以接受的。则无需再作进一步的调查。

(1)资料调查的要求

如抽取地下水是厂址地区沉降的潜在原因，则应估计下列因素：①在核电厂运行寿期内，可能发生的地下水位总下降量；②在厂区内可能发生的地下水位差；③有关含水层的物理参数，如压缩系数、均匀性等；④由于含水层的压缩系数变化，可能引起地基土不均匀的剪切破坏；⑤拉伸破坏的可能性；⑥由潜在的断层活动引起的排水和地下水位的降低。

当在厂址附近进行（或可能进行）采油或采气作业时，应对核电厂有关安全的潜在后果进行估计，这些估计应包括沉降、不均匀沉降及由于断层活动引起的油或气的漏失。

4. 地面塌陷

如厂址地区内存在地面塌陷的可能性时，则有可能对基础的稳定性和结构的整体性造成严重的危险。如果厂区及其附近存在有下列情况等，即多洞穴或岩溶地带；地下可溶性物质的溶解和迁移引起的地下空隙；人工的地下工程。则应认为有可能造成塌陷的危险。

(1)资料及调查的要求

如果初步调查表明在厂区及厂址附近有塌陷的可能性时，则应对可能受塌陷影响的地区进行更详细的研究。为了进行详细研究，应考虑下列问题：

1) 地形和地质勘探，特别是关于厂址附近的周围和地下的沉积层岩性，应给予特别注意：在含钙的沉积层中存在的多孔的或岩溶的网状组织；在任何含盐地层中存在的潜在可溶现象；节理和裂隙的特征及其分布；地层的空间范围和坡度。

2) 厂址地区内所有过去的和现在的人类地下活动的调查，并应考虑受影响的地层的性质和特征。应特别注意：现有隧道；现有的矿山巷道或洞穴（正在应用的或停止应用的）；采矿（例如用溶解技术的采矿）；地下流体的抽取；古墓、古井。

为取得上述资料，通常需要采用下列作法：利用钻孔确定地层的岩性和力学特征及探测地下洞穴；进行局部地球物理勘探，以确定地层的结构和动力性能和鉴别地下洞穴和孔洞的存在。

10.3　核电人工时程研究

10.3.1　现行核电人工时程合成的主要方法

为了适应核电工程反应谱和直接动力分析的要求，需要提供地震动时程，由于核电场址几乎没有直接的地震动记录或符合核电要求的地震记录。因此需要根据核电设计要求和地震地质特点进行地震动模拟和合成。地震动模拟和合成方法很多，在核电中用得比较多的是两种方法:

1. 比例法

主要应用已有强震记录经修正得到符合场地基本地震工程特点和要求的地震时时程。例如 Seed 等(1969)，Tsai (1972，1974) 所采用的方法。这一方法的优点是方便、简单，并能利用实际的地震动记录及其某些未知特性。缺点是不能满足地震频谱以外的特性，如地震动持续时间等要求。另外，不能达到同一集系的多次取样的理论要求（胡聿贤，1988)。

2. 目标谱拟合法

利用适合于核电设计要求或根据场地某些特征，如幅值、谱、持续时间等主要地震特征，以设计谱作为目标谱进行逼近拟合，得到满足一定精度要求的地震动时程。合成多用三角级数法叠代拟合。这一方法应用较多，如日本原子能发电所(1987)、我国苏南核电站(1987)、秦山核电站一期工程(1985)都采用这一方法。这一方法的优点是能比较方便合成符合核电设计要求，在幅值、频谱和持续时间等主要特性得到满足的地震动时程，并根据需要可以满足给定统计特征的同一集系的地震动取样。其主要问题是人工制造的地震波，特别在核电设计时，为安全起见，往往采用反应谱的外包线作为设计谱选定的基础（如 USNRCRE1.60 谱)，这样，用其作为目标谱合成的地震动时程，在实际中可能是不复存在的。

当然，还有其他一些地震动时程合成方法，相对来说，尚未在核电设计中广泛应用。

10.3.2　核电工程地震动时程试验性研究主要技术途径

核电工程地震动时程试验研究的总要求是，首先，符合核电工程有关法规和动力分析的技术要求，特别是核电的特殊的设计要求，尽可能考虑到可能遇到的地震动特性，包括天然地震动特性、合成波的地震动特性、近场和远场地震动特性以及局部环境对地震动特性的影响。其次考虑核电场地主要工程地震研究成果。为了达到上述两点要求，采用多途径、多方法、多可能进行地震动时程合成和模拟较为适宜。具体说，在方法上，除了常规的比例法和目标谱拟合方法外，还可采用自回归滑动平均(ARMA)法和考虑近场地震地质特征的近场地震动模拟；对于目前广泛应用的目标谱拟合法，尽可能选用目前世界上核电设计用反应谱，包括 USNRCRE 1.60 谱、日本、欧洲等国家使用的设计谱。此外，还应选用包括我国在内的一些基岩谱。图 10.3.1 概括了我们在秦山核电人工时程研究中的主要工作内容、方法和技术途径。当然，对于其他具体核电场地可以根据具体情况选用相应的方法。

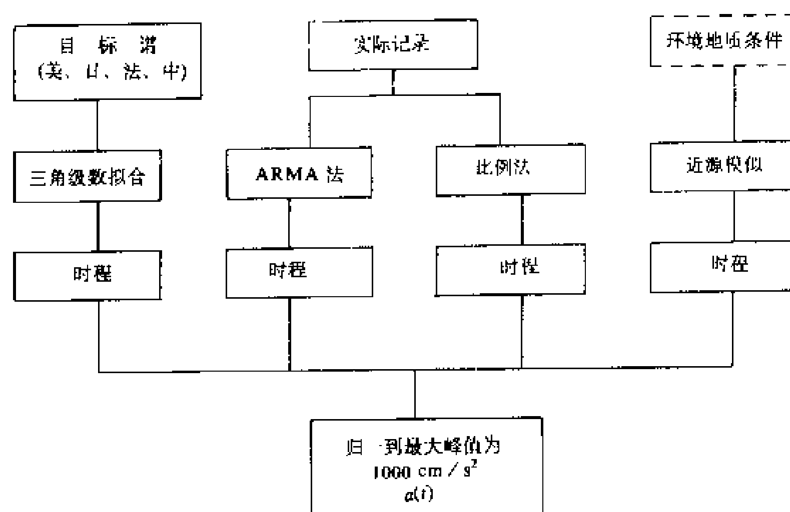


图 10.3.1　秦山核电站人工时程研究技术思路框图

10.3.3　核电人工时程合成中某些讨论和建议

1. 差异性

在秦山核电站设计人工时程试验研究中（蒋溥等，1991），我们采用四种方法，并对每种方法考虑多种情况，最终获得 40 条人工时程。由于方法途径不同，原始数据差别等原因，最终结果显然是不同的，这种不同主要反映在时程、谱和持续时间等三个主要要素上。从逻辑上讲，凡符合核电设计基本要求的合成或模拟的地震动时程，都可作为核设施动力分析和设计的参照依据，因此，从众多的、差异性结果，给我们进行核设施地震动力分析提供众多可能和选择的余地，特别是本研究所提供的 40 条时程，这对核安全而言是有利的。但是，这种状况本身也反映了两个问题，其一是说明目前对地震动的预测，无论在原理和方法上，还是在具体处理上，尚无一致的、可供规定的程序；其二是，对场地地震动个性研究尚未提到特别为人们所重视的位置，特别是近场和近源特征的影响。本研究的最后一个方法——近场地震动理论合成，是能反映场地个性特点的有效预测方法，但由于模拟过程中对一些问题的处理，目前，此方法尚未达到常规合成方法所应用或被接受的广度。因此，在本研究中，仅仅是作为问题的一个方面，作为这方面空白的填补。特别是由于计算工作量很大，在短时间内，有限的经费亦难于使目前已有的关于震源、介质和场地环境条件的成果应用于近场的模拟研究中。无疑，本研究的近场结果亦非反映或达到反映场地特性的唯一结果。看来，为了达到这一目的，在核电动力分析中当然亦包括许多其它如高水坝等重大工程，为使结构动力分析既具可选性，又具一定针对性，唯一的途径是采用考虑震源特性和场地地震地质环境特征进行针对性地震动合成，结合工程特点，提供具一定针对性地震动时程。秦山核电站应该如此，其他核电站或设施亦应以此为宜。这比用单一谱进行合成得到的地震动时程，更适合核电设计要求。

2. 近场或近源地震动参数

关于近场地震动时程在前面诸合成或模拟的时程中，大致从下列两方面来实现：第一，选用几组近场谱为目标谱拟合，其中包括日本原子能发电所提供近场(5km，$M=6.0$)

谱、法国电力公司近场谱；第二，自回归滑动平均和近源断层模拟基本反映了大致符合场地地震地质环境的近源或近场地震动特征。

当然，近场或近源地震动预测是比较困难而复杂的。这是因为，一方面，目前强震观测资料尚不足以揭示近场地震动的规律，从而使人们认识尚未统一，或者说现有资料尚不能满足工程需要；另一方面，近场或近源地震动研究许多方法和成果有待于结合具体工程地震地质环境特点，进行必要的调整，以完成有针对性的地震动模拟。如果把工程的地震特征、地震危险性评价和分析的研究纳入地震动预测的系列，也许会使近场或近源地震动研究更具针对性，虽然我们在本研究中作了一些努力，但是还是偏重于共性的研究，或是考虑到近场或近源特点，要比较完善地解释这一问题，看来有待于作专门性的研究。

10.4 火电厂工程地震研究

10.4.1 火电厂工程地质勘探所涉及到工程地震问题

火电厂工程地震研究应围绕 250—600m 大型电厂，包括新建及改建的发电厂的生产、辅助生产和附属生产建筑物地基与场地。主要工程地震研究一般在电厂的初步可行性和可行性阶段相应进行和完成。根据火力发电厂工程地质勘测技术规程（SDJ24-88），所涉及到工程地震问题要点概述如下：

（1）在综合考虑工程地质条件复杂程度时，地震烈度作为建筑场地划分指标之一。地震基本烈度小于Ⅶ度作为简单场地指标之一；地震基本烈度为Ⅶ—Ⅷ度时为中等复杂场地指标之一；地震基本烈度为Ⅸ度时为复杂场地。

（2）在初步可行性研究阶段勘测时，根据地区的地震基本烈度和有关地震地质、历史地震及近期地震活动资料，对拟选厂址进行评估，在下列情况下之一时，属不良建厂条件，宜避开或针对主要地质问题进行专门性研究，以便进行技术经济比较。

①抗震设防烈度等于Ⅸ度又非坚硬完整岩石地基，或虽为岩石地基但厂址及其附近有强烈活动或规模较大的活动断裂（或发震断裂）存在。

②抗震设防烈度为Ⅶ度或Ⅷ度时，厂址存在活动断裂或属于在地貌地形及地质条件方面对建筑抗震不利的地段。

在此阶段，厂址抗震设防烈度小于Ⅶ度可为工程地质条件较好厂地条件之一。对抗震设防烈度为Ⅶ度或Ⅷ度时，为工程地质条件较差的厂址指标之一。考虑到大型火力发电厂在电力系统中的重要性，一旦发生事故影响较大，且容易引起次生灾害，故不宜建在Ⅸ度地震区。

（3）在可行性研究阶段勘测中，落实厂址的抗震设防烈度是工程地震研究的重点。当抗震设防烈度等于或大于Ⅶ度时，应对有断裂问题的厂址进行专门勘测，判别地震液化特性和抗震设计建筑场地类别，划分对建筑抗震有利、不利和危险地段。

10.4.2 火电厂工程地震稳定性评价

1. 工程区域稳定性和区域地震稳定性

在工程地质研究领域中，区域稳定（有时叫区域地壳稳定、区域地质稳定、区域构造

稳定等）术语较常用。区域稳定是工程稳定评价的主要内容之一。主要是指岩石圈内正在进行着的地质、地球物理作用对地壳表层及工程建筑安全的影响程度。或者说指在地球内力作用下由地壳形变、断裂位错形成的地质灾害对人类和工程建筑的安全的影响程度，实质上是地壳现代活动对工程安全的影响程度。地质灾害包括地震及其诱发的灾害地质现象，如水库诱发地震、某些山崩、滑坡及地震引起的大范围地表变形和失效、现代火山活动和由断裂带活动引起的地裂（缝）、山崩及滑坡等。为了保证建筑物的安全和工程设计的合理，必须进行区域稳定性评价。特别是对重大工程，大、中城市。对于这些重大工程和重要城市，一方面要选则稳定条件较好的地区，另一方面对可能跨越不同稳定条件地区的线性工程，应做出相应的评价。除了自然经济条件而外，地壳不稳定性直接影响到工程可行性。不稳定因子包括：

（1）强烈破坏性地震；

（2）地震可能诱发其它地质灾害；

（3）近代活动断裂带活动；

（4）近代地壳运动强烈、山崩、滑坡发育；

（5）强烈火山活动；

（6）其它内动力形成严重的地质灾害等。

区域稳定研究和评价重点在于两个方面：一是作为现代地壳运动的结果——地震及其活动；二是由于现代内动力作用或外动力共同作用引起的区域的地质灾害。从工程地震角度，前者和后者的部分对工程所构成的不稳定因素隶属于工程地震稳定评价的范围，确切地说，区域地震稳定是指现代地震活动对工程稳定性的影响，重点是研究工程所在区域的地震地质环境、地震可能导致难以预防的地质灾害等，属于地震地质环境质量评价范筹。

2. 区域地震稳定性评价的主要内容

区域地震稳定评价与地震烈度或地震动参数预测、地震效应预测不同，其侧重点是评价工程所在区地震地质环境和地震效应环境，特别是研究对工程场址可行性地震地质环境和地震效应环境。在详细地震地质环境和地震效应环境研究与质量评价的基础上，寻找和论证工程可行的相对稳定环境作为其最终目标。它是对环境的评价，是基于工程可行性，即目标是论证工程可行性。而后者则是为抗震设防和抗震措施提供定量设计参数，如基本烈度、设计 *PGA*、反应谱、时程及液化等级。但前者评价又是以后者作为基础之一。

从地震的角度，工程可行性主要决定于下列诸因素：

(1)工程的安全性

对重大工程而言，在Ⅶ—Ⅸ度地区，一般通过抗震设防或相应的抗震措施是可以达到工程基本安全的。因此，原则上工程是可建的，但是对Ⅸ度以上地区能否可行，还受其它条件约束。

(2)经济条件

在不同等级地震烈度进行工程建设，为达到工程安全所花的代价是不同的，尤其在Ⅸ度以上地区兴建工程，往往受到经济实力的限制，在目前条件下，除非必要，重大工程一般不选建在Ⅸ度及其以上地区。

(3)技术条件

对于高烈度区，某些设备的抗震能力是有限的，或者从目前的技术条件来看，实现高

烈度区如Ⅸ及其以上地区的抗震对某些设备在目前是无法解决的，因此，这些工程在Ⅸ度及其以上地区目前也是不可行的。

(4)社会环境影响

大型水电工程、核电站工程或其破坏会影响环境的工程如剧毒工厂，在目前情况下，在Ⅸ度区是不可行的。

从地震效应的角度来看，地震引起断层活动、地表位错、斜坡失效或地基失效等是区域不稳定的因素或条件。有可能形成于高烈度区，主要是指Ⅸ及其以上烈度地震环境和可能导致工程尚无法抵御的地震地质灾害环境的所在地区，亦可列为某些工程不稳定或不可行条件，原则上应放弃这样不稳定的场地。从这一角度出发，区域地震稳定评价的主要内容如图 10.4.1

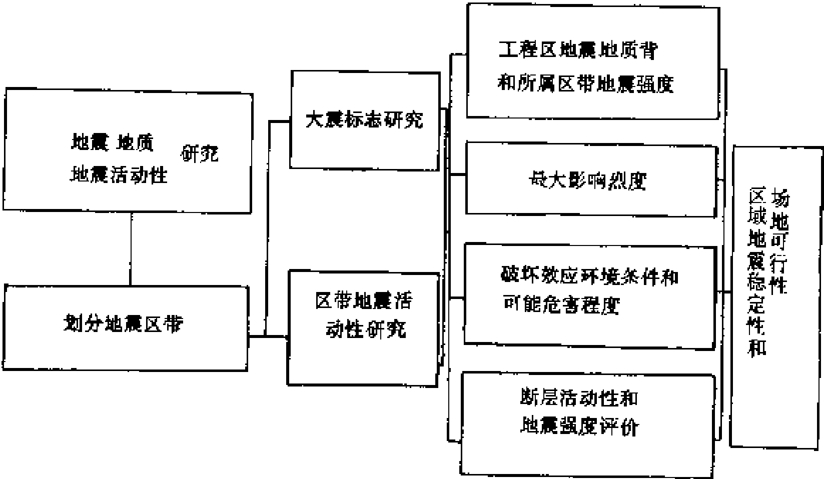


图 10.4.1　区域地震稳定评价框图

3. 山西霍县第二电厂地震稳定性评价

山西霍县二电厂位于汾渭断陷盆地地震带霍县境内，地质上属山西断陷带中部、临汾断陷盆地北部相对隆起区，构造称辛置台地。历史上霍县曾遭受 1303 年洪洞 8 级地震严重破坏，估计影响的烈度达Ⅸ度。临汾盆地是山西断陷地震带主要强震活动区之一，全国地震区划图表明该区地震烈度为Ⅷ—Ⅸ度(1977)。霍县二电厂工程地震研究不仅涉及到设计地震动参数问题，而且涉及到强地震活动带内高地震烈度区工程地震稳定性评价问题。围绕霍县二电厂可行性论证中工程地震环境评价问题，开展工程地震研究。

(1)厂址及其临区地震地质特征

① 山西断陷带及其第四纪活动基本特征

山西断陷带由十余个大小不等的北东、北东东走向的地堑或半地堑式盆地作右行斜列组成，总体走向为北北东向，平面上成 S 形。该带北与阴山-燕山构造带相邻，南与渭河断陷带东端的运城盆地以隆起的峨眉台地相隔，西为鄂尔多斯块体东部吕梁山隆起，东为太行山断块。断陷带形成于上新世，它属鄂尔多斯块体东部周缘的断陷盆地带。

山西断陷带和断陷盆地的周边以及盆地内的次级构造均由活动构造所围限。因活动断裂幅度大小不同，使断块活动呈现自一侧向另一侧倾斜的掀斜运动。基底的掀斜运动使新生界沉积厚度在盆地两侧不对称，断块掀斜是山西断陷带的一种基本运动形式，自上新世至第四纪均有表现，因而形成半地堑、半地垒及由其组成构造。

山西断陷带内的地层大多为正断层，个别为逆断层。第四纪继承上新世以来的活动方式，北东、北东东向断层为正倾滑，北东向为右旋斜滑，北西西向为左旋斜滑。根据沉积厚度和山地上升高度来估计垂直方向差异运动，则在断陷带内，断裂垂直差异运动幅度最大达 5000 余米，而盆地内部断裂，垂直运动幅度仅几百米。以第四纪沉积厚度比较，除忻定盆地资料不全外，第四纪时期盆地主断裂下降盘幅度在 600—800m 以上，临汾盆地和延怀盆地尤为突出。相对来说，北西西—北西向断裂的第四纪垂直活动幅度仅为 100—200m。

断陷带自北而南由 5 个大的断陷盆地组成，它们是：延怀（延庆-怀来）盆地、大同（大同-阳原）盆地、忻定（忻县-定襄）盆地、太原盆地和临汾盆地。断陷带内各大盆地之间均以隆起隔开。大同、忻定盆地之间为中生代晚期以来长期隆起的恒山断块山地；太原和临汾盆地之间为灵石隆起，忻定和太原盆地之间为石关岭隆起。除延怀盆地因受北侧燕山带的影响而主断裂发育于盆地北侧外，其余盆地主断裂发育于盆地南侧，沉降中心紧靠盆地南侧断裂，盆地及盆地以南的山地均向东南倾。山西断陷带内各盆地大致分为两种类型，一为盆地边界断裂明显，两侧垂直升降运动差异强烈，地形对照显著，属断陷盆地；一为盆地边界不明显，为拗陷盆地。强烈地震主要发生在断陷盆地内。

山西断陷带是逐渐形成的，上新世前，山西地块长期处于整体隆起并遭受剥蚀状态。上新世初，断陷带开始发育，盆地分异，上新世中后期是盆地主要断陷时期，中更新世时，盆地继续断陷，晚更新世以后，除局部残留湖泊外，以发育河流为特征，盆地边缘广泛发育堆积的风成黄土。全新世断盆地地貌与晚更新世基本相同。全新世断层的发现与地震的频繁发生是近期断裂活动的直接证据。

断陷盆地中活动断裂主要有三类，即盆地边界断裂、组成盆地之间与盆地横向构造的断裂以及盆地内隐伏断裂。主要断裂是北东、北北东和北东东向，不仅控制断陷盆地的边界和盆地的发育，而且还控制了盆地内的主要次级构造单元。北西和北西西向断裂是断陷带中次要断裂，规模相对较小，它们控制盆地次要边界，或与北东向、北北东向断裂交叉而将盆地分隔成更小的断块。北西西向或近东西向断裂在断陷带内很不发育，规模也小，主要见于临汾盆地中，是断陷带和断陷盆地中横向构造的控制断裂，盆地间近东西向横向构造称为横向凸起。

距选厂厂址最近的横向隆起为霍县北灵石隆起，它是太原盆地与临汾盆地之间的隆起区，高出盆地约 400m。汾河在此深切隆起，形成峡谷，发育有 8 级阶地（杨景春，1983）。

⑵ 临汾盆地第四纪构造活动特征

临汾盆地是山西断陷带一系列新生带断陷盆地之一，也是靠近选厂厂址最近、最大的一个断陷盆地。临汾盆地北面以灵石横向隆起与太原盆地相隔，南缘以峨眉台地与运城盆地为临，东为霍山山前断裂，西为罗云山断裂，整体展布于近南北向的吕梁山、霍山-浮山隆起带之间，为一南宽北窄、总体走向北北东的不规则梯形盆地。盆地形成于上新世

初。上新世早期，北部赵城以北一度是湖，堆积了厚度不大（5—10m）的湖相淡水灰岩和灰绿色粘土、亚粘土沉积。中部沉降幅度不大，以河流发育为主，仅在襄汾凸起见到冲洪积砾岩。盆地南部河津凹陷与盆地北部相同。盆地东南部大阳断裂以东至浮山一带，因盆地东缘浮山断裂的活动，断陷成为盆地的一部分，但断陷幅度远小于断裂以西地区，成为盆地相对隆起区。

第四纪时期，新构造运动以继承性为主，临汾盆地基本上承袭了上新世的轮廓。同时，也由于新构造运动进一步发展的差异性，盆地内部的新构造格局有所变化。盆地北部上新世后期隆起，湖盆消失，第四纪时期继续隆起，发展为辛置台地，持续至今。中、南部在上新世后期大幅度下降，湖盆进一步发育，至第四纪初，包括襄汾凸起均为湖泊水域，临汾凹陷与河津凹陷成为浩渺一体的、绵延达100km的大湖。到中更新世初期，湖泊面积最大，湖面抵今日山前洪积倾斜平原后缘山麓地带，成湖期堆积了厚层湖相泥灰岩、粘土、亚粘土与粉砂层，在襄汾凸起地区可见厚度70m。中更新世晚期，强烈构造运动使临汾盆地整体上升，加上气候变换等原因，湖泊消亡，河流发育，盆地内部开始出现河流沉积，并广泛堆积了黄土状物质，出现河流深切湖相地层的新阶段。根据新构造与地貌特征，临汾盆地由第四纪辛置台地隆起区、浮山隆起区、襄汾隆起区、临汾凹陷和河津凹陷五个次级构造单元构成，选厂厂址区位于盆地北部辛置台地第四纪隆起区。

辛置台地隆起区以北东向的万安断裂与临汾凹陷为界。自上新世后期隆起以来，一直处于上升状态，隆起区底部出露石炭、二叠纪灰岩，基底以上为上新统淡水灰岩、砾岩、砂砾石层及红土、更新统午城黄土、离石黄土及马兰黄土，冲洪积物为砂砾层、砂层。全新世地层主要为现代沟谷中冲洪积砂砾层。上述地层中的湖相灰岩仅分布于台地东部赵城以北至霍县一带，午城黄土的分布也很零星，台地表面广为马兰黄土覆盖。平坦的台面缓缓向汾河倾斜，台面受到汾河切割，尤其在东部。台地高出现代汾河河床数拾至上百米，沟谷切割达30—40m之深。隆起区的基岩构造为北东与北北东向地堑与地垒相间分布，地堑分布于西部，地垒分布于东部，大体以汾河为界，因此，临汾盆地北部辛置台地隆起又由东西两部分组成，东部断陷幅度较大，基底构造线为北北东向，西部断裂幅度较小，基底构造为北东方向。浮山隆起是自盆地形成以来一直隆起的地区，在地貌上成为临汾盆地东部黄土丘岭区，也是盆地相对最高、起伏剧烈的地区，其中浮县县城一带相对低凹，是隆起区中的黄土盆地。襄汾凸起走向北东东，横贯于临汾凹陷与河津凹陷之间，凸起东部的塔尔山是基岩低山，西部的九原山是平原上的低缓小丘，汾河自襄汾—柴庄一带流过，形成峡谷，但较灵石峪谷宽而浅，在柴庄一带的安壁底出露二叠纪砂页岩，是个背斜凸起。

临汾凹陷是临汾盆地主体构造单元，断陷幅度较大，内部结构也较复杂。凹陷轴向为北北东向的地堑式深槽，中心位于沿汾河的临汾至甘亭一带，新生界厚度达2200m，第四系厚度也有800m，此外，还有两个沉降中心，一是位于罗云山所控制的龙寺一带，新生界厚度1800m，第四系厚度700m，另一个位于霍山断裂和苏堡断裂所控制的洪洞、广胜寺一带，新生界厚度1600m，向西变薄。临汾盆地8级和$7\frac{3}{4}$级两次大震位置与这两个沉降中心相一致。

河津凹陷是临汾盆地南部北东东向的阶梯状断陷区，北边为襄汾凸起，南为峨眉台地。凹陷的发育与构造地貌格局主要受峨眉台地北缘断裂与罗云山断裂南段控制，中更新

世以前长期沉降，晚更新世以来相对隆起。平原上汾河深切，汾河阶地自东向西连绵分布，整个凹陷呈阶状平原地貌。第四纪沉积厚度较大的沉降中心在东部曲沃一带，厚达800m，一般沿汾河一带为600m左右，是断陷较深的凹陷。

(2)选厂厂址附近主要活动断裂

①霍山山前断裂

霍山山前断裂（简称霍山断裂）发育在临汾盆地东缘北段霍山西麓。北起灵石隆起上的冯县霍村，向南延至洪洞广胜寺南，在苏堡附近为东西向断裂所截断。该断裂北延可与太原盆地东南缘的太谷断裂相接，有人称之为霍山太谷断裂。霍山断裂全长60km，是山西断陷带中结构最为复杂的张扭性断裂，断裂总体走向为10—20°，断面倾向北西，倾角65—75°，由北东和北北东两组断裂组成，使盆地边缘呈踞齿状，在霍县以东山前形成两个尖端指向北东的楔状体。

②罗云山山前断裂

罗云山山前断裂（简称罗云山断裂）位于临汾盆地西测，控制着盆地西界。它北起万圣寺一带，南达西岜口，并与韩城断裂相接，总长120km。罗云山断陷是一条复杂的具多期活动的构造带。燕山运动时期为逆断层、逆掩断层带。上新世以来，由于区域性剪切拉张活动，该断裂成为控制盆地西界的正断层带。

③赤峪断裂

赤峪断裂分布于临汾盆地北缘辛置台地上，台地表面因马兰黄土覆盖而使断裂隐伏。该断裂北起霍县红崖村，南达洪洞南沟村，全长13km，两端分别被贾村断裂与万安断裂所限，赤峪断裂包括其东500m的另一断裂，总体走向北北东，主要为高角度正断层。它是辛置台地中隆起最高的地垒西缘断裂。从断距上看，在赤峪，断裂错开石炭—二叠纪地层200余米，而在段庄至曹村一带为265m，显示断距向北增大，向南减小的趋势。在上新统中，断距20—30m，最大达50m；中更新统普遍遭错断，断距几米至十几米不等，个别地段有错断上更新统。因此，赤峪断裂可能形成于上新世以后，在上新世末和中更新世又有两次强烈活动。赤峪断裂明显表现为正倾滑，并具右旋特征。该断裂最新活动并不明显，即自晚更新世以来基本上是稳定的，只在晚更新世初期有过轻微的活动。据北益昌剖面断层泥石英颗粒微观形貌分析，显示有中更新世末至晚更新世初断层活动而遗留在石英颗粒上的典型痕迹，这就说明，赤峪断裂最新一次活动发生于中更新世末至晚更新世初，全新世以来断裂没有活动过。

④贾村断裂

贾村断裂为辛置台地北边界断裂，其走向为近东西向，是赤峪断裂北边界，同时是距选厂厂址最近的横向断裂。该断裂西延将与构成辛置台地北边界的（上）团柏断裂相接。该断裂面上留有0.4m左旋位移痕迹。

⑤苏堡断裂

苏堡断裂为重要的近东西向横向断裂，断裂在洪安涧河处发育，物探资料证实其为宽数公里的断裂带。霍山断裂止于其东端，西端在上门一带与罗云山断裂、万安断彻交汇，并可延伸到山区10km左右的一平坦一带。石英颗粒显微形貌特征研究表明，该断裂最新一次强烈活动发生于中更新世末至晚更新世初。

⑥万安断裂

万安断裂南起上门魏村一带，向北东方向延伸，斜切临汾盆地北部，在赵城附近转向北东东达霍山断裂。全长 45km，由一组彼此平行、斜列的断层组成断裂带。它是盆地北部的一条重要边界断裂，其北为辛置盆地，南为临汾凹陷。

⑦ 上下团柏断裂

在选厂厂址西侧，发育有两条近于平行的断裂，其走向北东东，南西端拐成近南北于万安断裂西南端向南西延与罗云山断裂相接，因此，这是一组近于北东东向断裂系，其中包括万安断裂。这一组断裂收敛于罗云山断裂，可以认为受罗云山断裂北延影响（阻隔）的近东西向断裂系。这两条断裂，南为下团柏断裂，压扭性，主要分布于郭庄下团柏一带，断层走向北东 70—80°，断面倾向南东，倾角 75°，延伸长度 15—22km，该断裂距厂址 10km 左右；上团柏断裂走向北东 40—45°，延伸长达 20km，有关资料变明，团柏断裂活动最新时代为晚更新世以前。其规模和影响远小于罗云山断裂和霍山断裂；其性质、分布特点尚看不出与断陷盆地中强烈地震活动有直接的联系。

选厂厂址附近发育有一系列不同方向、不同性质的断裂。从地震地质条件来看，罗云山断裂与霍山断裂是主要的断陷盆地变界断裂，并显示出最新活动性。其中，罗云山断裂北延虽距厂址不远，但在山中表现不突出，有逐步消失或分叉的趋势，且其活动远小于临汾凹陷附近中南段；而霍山断裂可能是对厂址影响最大的断裂，应考虑其地震活动性和危险性。厂址其他一些断裂，活动时代较远，从其地震危险性来看，对厂址区的影响不会超过霍山断裂的影响。

(3)1303 年洪洞大震

发生于 1303 年的洪洞地震为距新厂厂址最近的 8 级大震，距今已 700 年。根据丰富的史料研究，大震严重破坏范围北起太原盆地的平遥，南至河津凹陷的曲沃一带，纵贯临汾盆地。《赵城县志》中有“河东地震本县尤甚，范寅义郇徙十余里，郇堡山移时，所过居民庐舍摧压倾倒”;“元大德七年赵城郇堡山徙十余里”；霍县“民房官舍真撼催压，荡然无遗，庙宇皆倾，东福昌寺、西福昌寺、广胜寺等地震倾倒”等记载。

根据历史记载，1303 年大震以洪洞县赵城一带破坏最烈，并确定为宏观震中。霍县似在地震破坏程度分布图极震区内。根据史料和现场调查，1303 年洪洞地震宏观震中位于赵城以东地区。从构造上看，可能位于临汾断陷盆地的临汾凹陷北部。此处为受霍山断裂控制的广胜寺新生界沉降中心，其沉降厚度达 1600m。第四纪厚度大于 500m，近东西向苏堡断裂又与霍山断裂相交，因此，从构造背境上看，1303 年 8 级霍县大震是和临汾断陷盆地有关，特别是和辛置台地南部临汾凹陷内部断裂和边界断裂有关。

霍县第二电厂选厂厂址位于山西断陷盆地地震构造带中部活动强烈的临汾断陷盆地北部活动性较小的台地--辛置台地。区内及附近虽有一些活动构造，但从整个地震地质背境上看，除霍山边界断裂外，它们和发生于本构造带的 8 级地震尚未见有直接关系，厂址区东部赤谷断裂向南延伸受万安断裂所接，霍山山前断裂虽然可能和 1303 年赵城地震有关，但主要是在辛置台地以南临汾凹陷内最为活动。辛置台地地段活动性较弱。从构造背境上看，8 级地震危险性主要来自其南临汾凹陷，历史上反映了这一情况，构造上也证实了这一点。

(4)选厂厂址及其周围地震活动特征

在东经 102.5—114.5°；北纬 34.5—39.00°范围内从公元 344—1986 年共有 74 个 M

≥5 地震。大震分布大致如下：$M=5.0—5.9$，共 58 个；$M=6.0—6.9$，共 9 个；$M=7.0—8.0$，共 7 个。

中强地震时间序列显示 1200 年以来，地震记录相对比较完整，间隔长 780 余年。总的累积频率曲线方程为

$$\lg N=3.96-0.45M \qquad \sigma=0.082, \qquad R=0.98$$

式中，N 为大于或等于某一给定震级的地震数；σ 为方差；R 为相关系数。

本区地震空间分布有如下特征：

①中强地震和中小地震及微震在空间分布上基本一致，历史上强震区原则上是近代中小地震活动区，尤其是在临汾盆地和太原盆地最为突出。例外的是山西昔阳地区，小震活动频繁，但历史上尚未见到 $M>6.0$ 级的地震；

② $M\geq6.0$ 级的破坏性地震，无不分布在断陷盆地内，显示典型盆地型地震(蒋溥等，1988)。盆地型地震的发生一般和断陷盆地内部新生代新凹陷中心及边界断裂活动有关，特别是 $M>7.0$ 级的大震。$M<5.0$ 级的地震除大部位于断陷盆地内外，其他地区尚有零星分布；

③地震空间分布显示了明显的不均一性。在频度上盆地地震频度高，构成了和山西断陷盆地基本一致的盆地地震构造带。而在盆地周围山区，地震频度低，强度也相对较小。在整个山西断陷盆地地震带内，各盆地地震活动也显示了明显差异。总的说来，中部频度高，如太原盆地，北部较低，南部居中。就强度而言，南部和北部为强，中部相对较弱；

④山西地震带的地震活动，从垂向上的分布来看，无论是 8 级强震，还是 3 级以下的弱震，均发生在地壳层内，最深达 38km,最浅仅 2km（武烈等，1981），属浅源地震。由图可看出，震源优势破裂深度为 10—20km，平均为 15km。

⑤断陷盆地内破坏性地震显示原地重复的特点，即在一些断陷盆地内发生的地震不仅震级相近，而且震中位置相距不远，强震构成的破坏区重迭，一般高达 30%，个别高达 100%。

⑥新选厂址 20km 半径范围内，尚未见有直接发生 $M>6.0$ 级的破坏性地震，5.0 级左右地震也仅仅分布在厂址以南地区。在此范围内，近期小震活动水平很低，主要也是在 10km 以外临汾凹陷地区和霍山断裂附近。

本区地震活动在时间序列上反映了与山西地震区相同的特点。自公元 1309 年以来，可分为三个活跃期。目前处于第三活跃期，但其活动水平远低于前面几个活动期。从前两个地震活动期来看，每个活动期持续 300 余年，活动期中活跃期持续 120—150a 左右，活跃期最大震级达 7.5—8.0 级。而 1721 年进入第三个活动期以来近 260 余年地震活动水平很低，这似乎很难理解，长时间的平静可能反映了累积释放应变阶段或前兆释放阶段向大释放阶段的逼近，因而，存在有发生 $M>7.5$ 级强烈地震的危险性。

(5)场地概率地震危险性

应用概率法对霍县第二电厂进行地震危险性分析，50 年超越概率 $P=0.1$ 时，场地基岩地面水平峰值加速度为 0.22g，考虑到第二电厂厂址主要为汾河冲积成因Ⅰ、Ⅱ级阶地，上层为冲积粘土层，下部为砂砾石层，结构比较致密，场地平均剪切波速为 300m／s

左右，属中等偏坚硬场地土。根据地震反应分析，上层对基岩波放大约 2.1 倍，基岩自由面为 0.22g，入射时近似折减 1／2，则场地平均为 0.23g。根据中国地震烈度表（1980）参考物理指标，其值属于烈度为Ⅷ度时对应的峰值加速度。因此，可以认为该地基本烈度为Ⅷ度。

(6)霍县第二电厂地震稳定性评价

霍县第二电厂厂址位于山西断陷盆地地震带内，构造上属临汾断陷盆地北部相对隆起区——辛置台地。从两侧边界断裂活动、隆起区近代地震活动和山西断陷盆地地震带破坏性地震发生基本条件及 1303 年、1695 年两次强烈地震构造条件等方面对比分析，电厂所在的辛置台地为一相对稳定区。电厂厂址附近断裂规模不大，无全新世活动迹象，原则上不大可能发生 $M \geq 6.0$ 级破坏性地震，电厂厂址地震危险性主要来自其南部的临汾凹陷。根据场地概率地震危险性分析，取 50 年超越概率为 0.1 时，场地 *PGA* 约为 0.23g，属基本烈度Ⅷ度范围。场地位于汾河河谷Ⅰ、Ⅱ级阶地上，地势平坦，阶地主要有黄土和砂砾石层组成，无可液化地层，距山体较远，不会出现地基失效和斜坡失稳等地震地质灾害。因此，从目前技术和经济条件角度考虑，霍县二电厂所在区建厂的地震地质条件是可行的。

参 考 文 献

丁原章等，1989，水库诱发地震，地震出版社。
马宗晋、张德成，1986，板块构造与地震，板块构造基本问题，地震出版社。
中国科学院工程力学研究所，1979，海城地震震害，地震出版社。
中国科学院工程力学研究所，1981，地震工程研究报告集，地震出版社。
中国科学院地质研究所，1974，中国地震地质概论，科学出版社。
王钟琦等，1983，地震地质工程导论，地震出版社。
王耀文，1960，地震学概要，地质出版社。
叶 洪等，1981，喜马拉雅地区的地震活动与近期地壳运动，地震地质，3卷，2期。
刘恢先主编，1985，唐山大地震震害，地震出版社。
刘 颖等，1983，再论抗震规范的砂土液化判别方法，工程勘察，6期。
刘 颖等，1984，三论抗震规范的砂土液化判别方法，工程勘察，5期。
刘 颖，1989，砂土液化判别方法，地震小区划理论与实践，地震出版社。
刘曾武，1989，弹性波速度的现场测试的方法和技术，地震小区划理论和实践，地震出版社。
李春昱等，1986，板块构造学说中几个基本问题，板块构造基本问题，地震出版社。
朱介寿等，1975，用线性预测理论研究地震中长期预报，地质科学，2期。
谷德振著，1979，岩体工程地质力学基础，科学出版社。
冶金部建筑研究总院液化危害分析协作组，1985，液化危害性分析及典型场地剖析，工程勘察，5期。
陈达生，1984，地震引起的地表破裂长度与震级之间的经验关系，华北地震科学，2期。
陈寿梁、魏 琏，1988，抗震防灾对策，河南科学技术出版社。
陈寿梁、魏 琏主编，1988，抗震防灾对策，河南科学技术出版社。
陈培善等，1973，极值理论在中长期地震预报中的应用，地球物理学报，16卷。
汪良谋，1990，潜在震源区空间尺度及其边界确定的依据，地震危险性分析中的综合概率法，地震出版社。
国家地震局，1977，中国地震简目，地震出版社。
国家地震局地球物理研究所，1988，中国地震考察(一)，地震出版社。
国家地震局震害防御司，1990，地震工作手册，地震出版社。
国家统计局城市社会经济调查总队编，1991，中国城市统计年鉴，中国统计出版社。
罗焕炎，1979，从大陆地壳动力学观点试论我国地震的成因机制，地震地质，1卷，1期。
环文林等，1990，潜在震源区划分的构造成因法（华北地区），地震危险性分析中的综合概率法，地震出版社。
周锡元等，1990，场地、地基、设计地震动，地震出版社。
胡聿贤，1980，场地条件对震害和地震动的影响，地震工程与工程振动，试刊1期。
胡聿贤等，1982，基岩地震动参数与震级和距离的关系，地震学报，4卷，2期。
胡聿贤、张敏政，1984，缺乏强震观测资料地区地震动参数的估算方法，地震工程与工程振动，4卷，1期。
胡聿贤、何训，1986，考虑相位谱的人造地震动反应谱拟合，地震工程与工程振动，6卷，2期。
胡聿贤，1988，地震工程学，地震出版社。
郭增建、陈鑫连主编，1991，城市地震对策，地震出版社，天津科技翻译出版公司。
顾功叙主编，1983，中国地震目录，地震出版社。
常向东等，1990，时空不均匀性的参数分析方法，地震危险性分析中的综合概率法，地震出版社。
黄玮琼等，1990，时空不均匀性的地震活动性参数选取原则与方法，地震危险性分析中的综合概率法，地震出版社。

董津城，1984，唐山地震砂土液化的研究，工程勘察，5期。
蒋 溥，1976，强震地面破坏效应及其形成的地质条件，地质科学，1期。
蒋 溥等，1978，平原区的地震反应分析方法，勘察技术，32期。
蒋 溥等，1979，唐山地震引起的几个异常破坏区的原因探讨，地震地质，1卷，1期。
蒋 溥、邓起东，1980，海城-唐山地震系列孕育过程中前兆场的演化及其构造力学条件，地震地质，2卷，2期。
蒋 溥、高青山，1982，华北地区地震活动网格特点及其成因的现代构造力学条件，第二届全国构造地质学术会议论文集，科学出版社。
蒋 溥等，1982，断块现代构造应力的地震波分析，中国活动断裂，地震出版社。
蒋 溥等，1983，工程场地地震效应研究和区划，全国首届工程地质学术会议论文集，科学出版社。
蒋 溥，1983，华北断块区现代构造断裂的动力学问题的地震研究，地震地质，5卷，1期。
蒋 溥，1985，鄂尔多斯周边地堑系体积扩张和大震积累周期，现代地壳运动研究(1)，地震出版社。
蒋 溥、戴丽思，1985，用震源机制解资料对中国地震断裂分类和定名，地震地质，7卷，1期。
蒋 溥等，1987，邢台地区强震效应的地质条件，华北地震科学，5卷，增刊。
蒋 溥、张开建，1988，地震活动与地震形变，鄂尔多斯周缘活动断裂系，地震出版社。
蒋 溥、张开建，1988，震源深度范围内的物理力学状态，鄂尔多斯周缘活动断裂系，地震出版社。
蒋 溥、梁小华，1988，盆地体积变化与强震重复间隔，鄂尔多斯周缘活动断裂系，地震出版社。
蒋 溥，1989，辽河石油勘探局综合地震小区划，地震出版社。
蒋 溥，1989，场地地震效应及其预测的基本考虑，地震地质，11卷，1期。
蒋 溥等，1991，工程地震动时程合与模拟，地震出版社。
蒋 溥，1991，中国地质灾害及其宏观成因环境，地质灾害与防治，2卷，1期。
蒋 溥等，1992，金沙江溪落渡水电工程地震危险性评价，第四届工程地质大会论文选集（一），海洋出版社。
蒋 溥等，1992，中国城市和场地工程地震环境评价，第四届工程地质大会论文集（一），海洋出版社。
谢毓寿，1965，工程地震，科学出版社。
戴丽思、蒋 溥，1987，我国$M>6.0$级地震震级和破裂尺度关系，现代地壳运动研究（3），地震出版社。
田沼米辰雄等（日），1980，地基与震害，地震出版社。
I.M.伊德里斯等（美），1985，地震工程和土动力问题（译文集），地震出版社。
Acharga, H.K., 1979, Regional variations in the rupture length magnitude relationship and their dynamical significance, BSSA, Vo1.69, No.6.
Alford, J.L. & Housner, G.W., 1953, Spectrum analysis of strong-motion earthquakes, BSSA, 43, 2, pp 97.
Algermissen, S.T. et al., 1982, Probabilistic estimates of maximum acceleration and velocity in rock in the Contiguous United States, USGS Open-File Report, 82—1033.
Anderson, J.G., 1979, Estimating the seismicity from geological structure for seismic-risk studies, BSSA, Vo1. 69, No.1.
Anderson, J.G. & Trifunac, M.D., 1978a, Uniform risk function for characterization of strong earthquake ground motion, BSSA, Vo1. 68, No. 1,205—218.
Anil, K. & Chopra et al., 1970, A computer program for earthquake analysis of dams, California University, Berkeley, California, Sept, 1970.
Archuleta R.J. & Frazier, G., 1978, Three dimensional numerical simulations of dynamic faulting in a half-space, BSSA, 68, 3, 541—572.
Bath, M. & Duda, S.J., 1964, Earthquake volume, fault plane area, seismic energy, strain, deformation and related quantities, Ann. Geofis (Rome), 17,353—368.
Blume, J.A., 1965, Earthquake ground motion and engineering procedures for important installation near active faults, 3-rd WCEE, IV, 53—69, New Zealand.

Blume, J.A., 1970, The motion and damping of buildings relative to seismic response spectral, BSSA, 60, 1, 231—259.

Bolt, B.A., 1978, Incomplete formulations of the regression of earthquake magnitude with surface fault rupture length, Geol. 6, 233—235.

Bonilla, M.G. and Buchaman, M., 1970, Interim report on worldwide historic surface faulting, USGS, Open File Report, 32pp.

Boore, D.M. & Joyner, W.B., 1982, The empirical prediction of ground motion, BSSA, Vol.72, No. 6(S), 43—60.

Boore, D.M., 1973, Empirical and theoretical study of near-fault wave propagation, Proc. WCEE, 5 th, Rome, Italy.

Boore, D.M. et al., 1978, Estimation of ground motion parameters, USGS, Circular 759, 43pp.

Borcherdt, R.D., 1970, Effects of local geology on ground motion near San Franciseo Bay, BSSA, Vol.60, No.1, 29—61.

Brune, J.N. et al., 1980, Digital seismic events recorders: Description and examples from the San Jacinto Fault, the Imperial Fault, the Cerro Prieto Fault, and the Oaxaca, Mexico Subduction Fault, BSSA, 70, 4, 1395—1408.

Brune, J.N., 1968, Seismic moment, selsmicity and rate of slip along major fault zones, J. Geophys. Res., 73, 777—784.

Bullen, K.E., 1963, An introcuction to the theory of seismology, Cambridge University Press.

Cakmak, A.S. et al., 1985, Modelling earthquake ground motion in California using parametric time series methods, SDEE, 1985, 4,3,124—131.

Campbell, K.W. & Duke, C.M., 1974, Bedrock intensity attenuation and site factors from San Fernando earthquake records, BSSA, 64, 1, 173—185.

Campbell, K.W., 1982, Bayesian analysis of extreme earthquake occurrences, Part 1, Probabllistic hazard model, BSSA, Vol.72, No.6, 1689—1705.

Campbell, K.W., 1984, Probabilistic evaluation of seismic hazard for sites located near active faults, 8-th WCEE, San Francisco, Cal. U.S.A.

Chan, M.K. et al., 1982, ARMA models for earthquake ground motions, Earthquake eng. Structural Dynamics, Vol.10, 651—662.

' hristian & Shan, 1978, A Bayesian approach to seismic hazard mapping: Development of stable design parameters, Stanford, Cal..

Chinnery, M.A., 1964, The strength of the Earth's crust under horizontal shear stress, J. Geophys. Res., Vol.69, No. 10.

Cornell, C.A. & Van Marke, H., 1969, The major influences on seismic risk, Proc. 4-rd WCEE, Santiago, Chile, A-1, 69—93.

Cornel, C.A., 1968, Engineering seismic risk analysis, BSSA, Vol. 54, No. 5.

Cox, A., 1973, Plate tectonics and geomagnetic reversals, W. H. Freeman and Company, San Francisco.

Diterich, J.H., 1973, A deterministic near-field source model, Proc. 5-th WCEE, Rome, Italy.

Espinosa, A.F., 1980, Attenuation of strong horizontal ground accelerations in the Western United States and their relation to M_L, BSSA, 70,2, 583—616.

Guha, S. et al., 1972, Accelerogram of Koyna earthqnake of December 11, 1967, BSSA, 62,1, 413—414.

Hadley, D.M. and Helmberger, D.V., 1980, Simulation of strong ground motion, BSSA, 70,2, 617—630.

Hanks, T.C., 1975, Strong ground motion of the San Fernando, California, Earthquake: Ground displacements, BSSA, 65,1, 193—225.

Hanks, T.C. et al., 1976, Geophisical assessment of peak accelerations, BSSA, 66, 955—968.

Hanks, T. C., 1977, Earthquake stress drops, ambient tectonic stresses and stresses that drive plate motions, Pure and Applied Geophysics, Vol. 115, No.1—2.

Hasegawa, H.S. et al., 1979, Review of seismic attenuation data, Proc. 3-rd Canadian Conf. on EE, 1, 49—76.

Heaton, T.H. & Helmberger, D.V., 1978, Predictability of strong motion in the empirieal valley: Modelling of the M 4.9 November 4, 1976 Brawley Earthquake, BSSA, 68,1, 31—48.

Housner, G.W. et al., 1970, Analysis of ground motion at San Onofre nuclear generaing station April.9, 1968, BSSA, Vol. 60, No.3, 987—1000.

Hudson, D.E., 1972, Local distribution of strong earthquake ground motions. BSSA, Vol.62, No.6, 1765—1786.

Ida. Y., 1973, The maximum acceleration of seismic ground motion, BSSA, Vol.63, No.3, 959—968.

Idriss, I.M. & Seed, H.B., 1966, The response of earth banks during earthquakes, Report of Soil Mechanism and Bituminous Materials Lab., Univ. of Calif., Berkeley, Apr. 1966.

Idriss, I.M. & Seed, H.B., 1967, Response of earth bands during earthquake, Proc. ASCE 93 (SM3) 61-82, J.S.M.F.D. 93,3, 61—82.

Idriss, I.M., 1968, Finite element analysis for the seismie response of earth banks, Proc. ASCE 94 (SM3) 617, J.S.F.V., 93,3.

Idriss, I. M. & Seed. H. B., 1968, An analysis on ground motion during the 1957 San Francisco Earthquake, BSSA, 58, 2013—2032.

Idriss, I.M. & Seed, H.B., 1968, Seismic response of horizontal soil layers, J.S.M.F.D. 94, No.4, 1003—1031.

Idriss, I.M. and Seed, H.B., 1969, Influence of geometry and meterial properties on the seismic response of soil depositcs. Proc. 4-th WCEE, Santiago, Chile.

Idriss, I.M. et al., 1973, Effects of liquefaction at the Jensen iltretion plant during the 1971 San Fernando earthquake, Proc. 5-th WCEE.

Iida, K., 1959, Earthquake energy and earthquake fanlt, J. Earth. Sci., 7,98—107.

Isacks, B. et al., 1968, Seismology and the new global tectonics, JGR, Vol. 73, 5855—5899.

Jiang Pu et al., 1981, The prediction and zonation of earthquake ground motion in the Beijing Plain, Proc. Joint LIS-PRC, Microzonation Workshop, Sept. 11-16, 1981, Harbin, China.

Jiang Pu & Dai Lisi, 1982, The effect of earthquake induced ground failure and considerations for engineering and microzonation in China, Proc. 3rd IEMC, June 28-July, 1982, University of Washington, Seattle.

Jiang Pu, 1986, The study of microzonation for engineering site or city, Engineering Geology Problems in Seismic Areas, Bari, Itaty, 14—19, April.

Jones, F.B. et al., 1977, Study of the attenuation and azimuthal dependence of seismic-wave propagation in the South Eastern United States, BSSA, 67, 6, 1503—1513.

Johnson, L.R. & McEvilly, T.V., 1974, Near-field observations and source parameters of Central California Earthquakes, BSSA, 64, 6, 1855—1886.

Johnson, R, 1973, An earthquake spectrum prediction technique, BSSA, Vol. 63, No.4, 1255—1274.

Joyner, W.B. & Chen, T.F., 1975, Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, BSSA, Vol.65, No.4, 1315—1336.

Jurkevice, A. and Ulrych, T.J., 1978, Representing and simulating strong ground motion, BSSA, 68, 781—801.

Kanai, K.D., 1983, Engineering Seismology, University of Tokyo Press.

Kanamori, H., 1971, Great earthquakes at island arcs and the lithosphere, Tectonophysics, Vol. 12, 187—98.

Kiefer, F.W. et al., 1970, Analyses of earthquake ground motions at Japanese Sites, BSSA, Vol. 60, No.6, 2057—2070.

Kijko, A. and Sellevoll, M.A., 1981, Triple exponential, a modified model for the occurrence of large

earthquakes, BSSA, 71, 6, 2097—2101.

Kiremidjian, A.S., 1982, Stochastic models for seismic hazard analysis and their use in microzonation, 3-Micro.S.

Kiureghian, A.D. & A.H-S Ang, 1977, A fault-rupture model for seismic risk analysis, BSSA, Vol. 67, No. 4.

Levret & Mohammadioun, 1984, Determination of seismic reference motion for nuclear states in France. Engineering Geology, 20, 25—38.

Liu S.C., 1970, Evoluationary power spectral density of strong-motion earthquakes, BSSA, Vol.6, No.3.

Luco, J.E. and Apsel, R.J., 1983, On the Green's function for a layered halfspace, Part 1,2, BSSA, 73,4, 909--929-931.

Lysmer, J. & Drak, L., 1971, The propogation of Love waves across nonhorizontally layered structures, BSSA, 61, 1233—1251.

Lysmer, J. & Uhlemeyer, R.L., 1969, Finite dynamic model for infinite media, JEMD, 95, 859—877.

Lysmer, J. et al., 1971, Influence of base-rock characteristic on ground response, BSSA, Vol. 61, No.5, 1213—1231.

Lysmer, J. & Was, G., 1972, Shear waves in plane infinite structures, JEMD, 98. 1.

Lysmer, J., 1970, Lumped mass method for Rayleigh waves, BSSA, 60, 89—104.

Makjanic, B., 1980, On the frequency distribution of earthquake magnitude and intensity, BSSA, 70, 2253—2260.

Mark, R.K. and Bonilla, M.G., 1977, Regression analysis of earthquake magnitude and surface fault length using the 1970 data of Bonilla and Buchaman, USGS Open-File Rept, 10pp.

McGuire, R.K., Fortran computer program for seismic risk analysis, USGS, Open-File Report, 67-76.

McGuire, R.K., 1984, Ground motion estimation in redion with few data, 8-th-WCEE, Vol.2, 327—334.

McGuire, R.K., 1977, The use of intensity data in seismic hazard analysis, Proc. 6-th WCEE, New Delhi, India, 709—714.

McGuire, R.K. and Barnhard, A., 1977, Magnitude, distance and intensity data for C.I.T. strong motion records, USGS, J. Res. 5,4.

McGuire, R.K., 1977, Seismic design spectra and mapping procedures using hazard analysis based directly on oscillator response, Inter. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 5,211—234.

McGuire, R.K., 1987, Seismic hazard uncertainty and its effects on design earthquake ground motions, PISSZ, Dec. 6—10, 1987 Guangzhou, China, pp. 351—359.

Medearis, K., 1979, Dynamic characteristics of ground motion due to blasting, BSSA, 69,2, 627—639.

Merz, H.A., Cornell, C.A., 1973, Seismic risk analysis based on a quadratic magnitude-frequency law, BSSA, 63,6, 1999-2006.

Milne, W.G., 1977, Seismic risk maps for Canada, Proc. 6-th WCEE., New Delhi, India, 1, 930.

Modiano and Hatzfeld, D., 1982, Experimental study of the spectral content for shallow earthquakes, BSSA, 72,5,1739—1758.

Molnar, P., 1979, Earthquake recurrence and plate tectonies, BSSA, Vol.69, No.1.

Moran, D. E. et al., 1973, Geology, Seismicity, and Environmental Impact, Association of Engineering Geologists.

Norman, R.G., 1972, Earthquake engineering research, New, Z. Engi., 27,2,71-73.

Nuttli, O.W. and Dwyer, J.J., 1978, Attenuation of high-freqnency seismic waves in the central Mississipi Valley, Miscellaneous Paper S-73-1, Report 10, U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississipi, 75pp.

Nuttli, O.W., 1979, The relation of sustained maximum ground acceleration and velocity to earthquake intensity and magnitude, Miscellaneous Paper S-76-1, Report 16, U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 74pp.

O'Neill, M. E. and J. H. Healy, 1973, Determination of source parameter of small earthquakes from P-wave rise time, BSSA, Vol. 63, No.2, 599—614.

Orphal. D.L., 1971, Seismic motion recorded from the Milrow detonation in the distance range 7 to 377km, BSSA, Vol.61, No.5, 1467—1471.

Orphal, D.L. & Lahond, J.A., 1974, Prediction of peak ground motion from earthquakes, BSSA, Vol.64, No. 5, 1563—1574.

Papageorgion, A.S. & Aki, K., 1983, A specific barrier model for the quantitative description of inhomogeneous and the prediction of strong ground motion, BSSA, 73, 3.

Perez, V., 1973, Velocity response envelope spectum as a function of time, for the Pacoima Dam, San Fernando earthquake, February 9, 1971, BSSA, Vol.63, No.1, 299—313.

Polhemus, N.W. and A.S. Cakmak, 1981, Simulation of earthquake ground motions using autoregressive moving average (ARMA) models, Earthquake Eng. and Stractural Dynanics, Vol.9, 343—354.

Randall, M.J., 1973, Spectral peaks and earthquake source dimension, JGR, 78, 2069—2611.

Rascon, O.A. & Cornell, A.C., 1969, A physically based model to simulate strong earthquake records on firm ground, Proc. 4-th WCEE, Santiago, Chile.

Richardson, R.M. and Solomm, S.C., 1977, Apparent stress and stress drop for intraplate earthquake and tectonic stress in the plate, Pure and Applied Geophysics, Vol. 115, No.1—2.

Richter. C.F., 1958, Elementary Seismology, Freeman, San Francisco, Cailf.

Schnabel, P.B. & Seed, H.B, 1973, Acceleration in rock for earthquakes in the Western United States, BSSA, Vol.63, No.2, 501—516.

Schwartz, D.P. & Coppersmith, K.J., 1984, Fault behavior and characteristic earthquake: examples from the Wasatch and San Andreas faults, JGR, 89, 5681—5698.

Seed, H.B., 1967, Analysis of soil liquefaction: Niigata Earthquake, Soil Mech. Foud. Div., ASCE 93(SM3), 83—108.

Seed, H.B., 1966, Soil stability problems caused by earthquakes, Report, Berkeley, California: Soil Mechanics and Bituminous Material Lab., Univ. of Cali.

Seed, H.B., 1982, The selection of design earthquakes for critical structures, BSSA, Vol.72, No. 6, 7—12.

Seed, H.B., 1983, Evaluation of the dynamic characteristics of sand by in-situ testing techniques, Paris.

Seed, H.B., & I.M. Idriss, Analyses of ground motions at Union Bay, Seattle during earthquakes and distance nuclear blasts, BSSA, Vol.60, No.1, 125—136.

Seed, H.B. et al., 1969, Characteristic of rocky motion during earthquakes, Journal Soil Mechanics & Foundation Division, Vol.95, No.5.

Seed, H.B. et al., 1987, Relations between soil condition and earthquake ground motion in Mexico City in the Earthquake of Sept. 19, 1985, College of Engineering, University of California, Berkeley, California.

Seed, H.B. et al., 1976, Site-dependent spectra for earthquake-resistant design, BSSA, 66, 221—245.

Seed, H.B. & Idriss, I.M., 1971, Simplified procedure for evafuation soil liquefaction potentiaf, Jour. Soi. Mech. Fouu. Div., Vol.97, No.9.

Seed, H.B. & Martin, G.R., 1966, Seismic coefficient in earth dam design, J.S.M.F.D., Vol.92, No.3,25—58.

Seed, H.B., 1969, The infulence of local conditions on earthquake damage, Proc. 7th ICSMFE, Mexico City.

Singh, S.K. et al., 1980, Expected earthquake magnitude from a fault, BSSA, Vol. 70, No.3, 903—914.

Singh, S.K. et al., 1982, Spectral attenuation of SH waves along the Imperial fault, BSSA, Vol.72, No.6, 2003—2016.

Slemmons, D.B., 1977, Fault and earthquake magnitude, U.S. Army Corps, Engineers, Waterways Expt. Sta. Mise. Paper, s-73-1, Rept. 6, 129pp.

Slemmons, D.B., 1977, State-of-the-art for assessing earthquake hazards in the United States, Report 6, Uni. of Nevada, Reno, 166.

Sykes, L.R., 1967, Mechanism of earthquakes and nature of faulting on the Mid-ocean Ridges, JGR, Vol.72, 2131—2153.

Ton Weimin, 1984, Utilizatio geophysica information Bayesia Seismi Hazar Model, Intel. Journal of Soi Dynami and Earthquake Engineering, Vol.3, No.2.

Trifunac, M.D., 1975, A study on the duration of strong earthquake ground motion, BSSA, 65, 581—626.

Trifunac, M.D., 1974, A three-dimensional dislocaton model for the Sun Fernando, California earthquake of February. 9, 1971, BSSA, Vol.64, 149—172.

Trifunac, M.D., 1973, Analysis of strong earthquake ground motion for prediction of response spectra, Inter. J. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 2., 59—69.

Trifunac, M.D. & Brady, A.G., 1975, Gn the correlation of seismic intensity scales with the peaks of recorded strong ground motion, BSSA, Vol.65, No.1, 139—162.

Trifunac, M.D. & Hudson, D.E., 1971, Analysis of the Pacoima Dam accelerogram, San Fernando, California Earthquake of 1971, BSSA, 61, 5, 1141—1393.

Trifunac, M.D., 1980, Effects of site geology on amplitudes of strong motion, 7-th WCEE, Vol.2, 145—152.

Trifunac, M.D. & Udwadia F.E., 1974, Variation of strong earthquake ground shaking in the Los Angeles area. BSSA, Vol.64, No.5, 1429—1454.

Trifunac, M.D. et al., 1975, Correlations of preak acceleration, velocity and displacement with earthquake magnitude, distance and site condition, Inter.J.Earthquake, Eng, Struct, Dyn.

Trifunac, M.D., 1974, Parkfield, California, earthquake of June 27 1966: A three-dimentional moving dislocation, BSSA, 64, 511-533.

Trifunac, M.D., 1972, Stress estimate for the San Fernando earthouake of February 9, 1971: Main event and thirteen aftershocks, BSSA, Vol.62, No.3, 721—750.

Trifunac, M.D., 1972, Tectonic stress and the source mechanism of the Imperial Valley, California, earthquake of 1940, BSSA, Vol. 62, No.5, 1283—1302.

U.S.G.S and U.G.M.S, 1984, Proceeding of Conference XXVI A Workshop on Evaluation of Regional and Urban Earthquake Hazards and Risk in Utah, August 14—16, 1984, Salt, Lake City, Utah.

Wyss, M. and P. Molnar, 1972, Efficiency, stress drop, apparent stress, effective stress and frictional stress of Denver, Colorado earthquake, JGR, Vol.77, 1433—1438.

Wyss, M. and Brune, J. N., 1968, Seismic moment, stress and source dimensions for earthqnakes in California Nevalda region, JGR, Vol.73, 4681—94.

附录 A 主要地震烈度表

1. JMA 烈度表

0 无感：只有地震仪的记录，任何人都没有感觉。

Ⅰ微弱：个别处于静止状态的人或某些对地震特别敏感的人有感。

Ⅱ弱：大多数人有感，门和纸糊的滑动屏风（户障）微微作响。

Ⅲ稍强：建筑物和房屋摇动，门和户障剧增响，枝形吊灯和其他悬挂物摇摆，容器中液体明显晃动。

Ⅳ强烈：房屋和建筑物强烈摇动，不稳物体跌落，敞口容器中的液体（至少占容积的4／5）溢出。

Ⅴ非常强烈：涂泥灰的墙开裂，重的物体，例如墓碑和石灯笼倒下，砖烟囱和泥-灰仓库（或栈房）损坏。

Ⅵ灾害性的：约 30%的木屋倒塌，大量滑坡，堤防破坏，平地裂缝。

Ⅶ毁坏性的：30%以上的木屋倒塌，物体倒下，在平地上可见波状形变。

2. MM 烈度表

Ⅰ除了少数处于特别有利的环境中的人之外，一般都没有感觉。

Ⅱ只有少数处于静止状态，特别是在建筑物高层的人有感，灵敏的悬挂物摆动。

Ⅲ室内的人，特别是高层建筑物的人明显有感，但许多人并未意识到这是一次地震。停着的汽车轻微摇摆，感受到的振动就象卡车经过一样。可以估计持续时间。

Ⅳ在白天，室内多数人和室外少数人有感，在晚上有些人惊醒。杯盘、门窗碰响，墙壁噼啪作响。感觉就象载重卡车撞在建筑物上。静止的汽车明显摇摆。

Ⅴ几乎所有的人都有感，许多人惊醒。一些杯盘、窗户破碎，少数墙灰碎裂，不稳的物体翻倒。树枝、电线杆和其他细长的物体有时明显摆动。时钟停摆。

Ⅵ所有的人都有感，很多人惊慌并逃到屋外。一些笨重的家具移动，有少数掉灰或烟囱损坏现象。破坏轻微。

Ⅶ所有的人都逃到屋外。设计和施工良好的建筑物有几乎不被察觉的损坏；普通建筑物有轻微至中等程度的破坏；破旧的或设计低劣的建筑物严重损坏，有些烟囱破裂。驾驶汽车的人有感。

Ⅷ特殊设计的建筑物有轻微破坏；普通的坚固房屋严重损坏，部分倒塌；破旧建筑物严重毁坏。框架结构的围护墙倒塌。烟囱、工业烟囱、柱、石碑、墙倾倒。笨重的家具翻倒。少量的砂和泥喷出地表。井水变化。行驶中的汽车不稳。

Ⅸ特殊设计的建筑物严重损坏；设计合理的框架结构歪斜；坚固的建筑物毁坏，部分倒塌。建筑物离移基础。地面明显开裂。地下管道破裂。

Ⅹ一些建筑良好的木结构建筑毁坏；大部分石造的和框架结构连同基础一起毁坏；地面严重开裂。铁轨弯曲。河岸和陡峭的山坡大量滑塌。泥沙移动。水漫过(流过)堤岸。

Ⅺ只有很少的(砖石造)建筑物仍然不倒。桥梁毁坏。地面产生宽大裂缝。地表管线全部失效。软弱地基出现滑坡及山崩。铁路严重扭曲。

Ⅻ全部毁灭，地表波状起伏，视线和水平线畸变，物体抛向空中。

3. MSK 烈度表(1964)

(1)结构类型（无抗震措施的建筑）

A 类结构：毛石房屋，农村建筑物，土坯房屋，泥土砌成的房屋。

B 类结构：一般的砖房，大型砌块及预制件房屋，半木结构的房屋，天然粗削石房屋。

C 类结构：加固的建筑物，修建良好的木结构。

(2)数量定义

个别：约 5%；少数：约 25%；许多：约 50%；大多数：约 75%。

(3) 建筑物破坏分类

1 类：轻微损坏：抹灰层有细小裂缝；小块灰土掉落。

2 类：中等损坏：墙上出现小裂缝，抹灰层大块脱落；掉瓦；烟囱裂缝，部分倾倒。

3 类：严重损坏：墙上出现大而深的裂缝；烟囱倒塌。

4 类：破坏：墙体破裂；建筑物局部倒塌；建筑物因联结破坏而分为数段；内墙和框架填充墙倒塌。

5 类：毁坏：建筑物全部倒塌。

(4)烈度标志的顺序

a)人和周围环境；b)各种类型的建筑物；c)自然现象。

(5)烈度表本文

Ⅰ不引人注意

震动强度低于人的感觉，只有地震仪才能检测和记录到震动。

Ⅱ勉强可以感觉到（非常轻微的）

只有个别在室内处于静止状态的人，特别是住在楼上的人才有感觉。

Ⅲ微弱的，局部有感

在室内的少数人和室外处于有利环境的人有感。振动就象一辆轻型货车开过。注意观察能发现悬挂物有轻微摆动，楼上比较明显。

Ⅳ普遍有感

室内的多数人和室外的少数人有感。各处都有人惊醒，但无人惊恐，象一辆载重货车开过一样振动。窗，门和器显碰响。地板和墙壁嘎嘎作响。家具开始摆动。悬挂物轻微摆动。敞口容器中的液体轻微振荡。在停止的汽车里感到明显振动。

Ⅴ惊醒

①室内所有的人和室外的许多人感觉到地震。许多睡着的人惊醒，少数人逃到屋外。动物不安。建筑物普遍摇动，挂画移动位置。有的钟停摆。少数不稳的物件翻倒或移动。未锁的门窗开而复闭。开口容器中装满的液体有少量溢出。振动的感觉犹如重物坠地。

②A 类建筑物可能有轻微损坏。

③泉水流量时有变化。

Ⅵ惊恐

①室内和室外的大多数人有感。室内的许多人惊恐并逃到屋外，少数人失去平衡。家畜奔离畜舍。器皿和玻璃制品偶有打碎。书籍掉地。笨重的家具移动。钟楼上小钟自鸣。

②许多 A 类建筑物和个别 B 类建筑物出现轻微损坏。个别 A 类建筑物出现中等损坏。

③潮湿的地面上可能出现 1cm 的裂缝。山区偶尔出现滑坡。可以观察到泉水流量和井水位的变化。

Ⅶ建筑物损坏

①大多数人惊骇并逃到屋外。许多人站立不稳。驾驶汽车的人感到震动。大钟自鸣。

②许多 C 类建筑物遭受轻微损坏。许多 B 类建筑物出现中等损坏。许多 A 类建筑物遭受严重损坏，少数破坏。个别情况下，陡峭山坡上的公路边坡崩滑，路面开裂。管道接缝损坏。石墙出现裂缝。

③水面出现波纹，水由于底泥上翻而变混。井水位和泉水流量变化。少数情况下有涸泉恢复流水或现有的泉停止出水。在个别情况下，砂土和砾石河岸局部滑塌。

Ⅷ建筑物破坏

①人们惊慌失措，甚至开汽车的人也感到不安。树枝折断。笨重家具移动，部分翻倒。吊灯部分损坏。

②许多 C 类建筑物受到中等损坏，极少数有严重损坏。许多 B 类建筑物出现严重损坏，少数破坏。许多 A 类房屋破坏少数毁坏。管道接缝偶有破裂。纪念碑和石碑移动和扭转。墓碑翻倒。石墙倒塌。

③在陡坡修筑的公路上出现小塌方。地面产生宽数厘米的裂缝。湖水变混。水井干涸或枯井充水。更多的情况是水位和流量的变化。

Ⅸ建筑物普遍损坏

①普遍惊恐。家具严重损坏。牲畜乱跑乱叫。

②很多 C 类建筑物遭严重损坏，少数破坏。许多 B 类建筑物破坏，极少数毁坏。许多 A 类建筑物毁坏。石碑和柱倾倒。水库严重毁坏。地下管道部分破裂。个别铁轨弯曲。公路损坏。

③在平原上常见水和泥沙冒出地面。地面裂缝宽达 10cm，斜坡和河岸上的裂缝更宽，此外，地面上出现大量的小裂缝。山石坠落，大量山崩和滑坡。水面起大浪。水井干涸，枯井涌水。

Ⅹ建筑物普遍破坏

①许多 C 类建筑物破坏，极少数毁坏。许多 B 类建筑物毁坏。大多数 A 类建筑物毁坏。堤坝、桥梁严重损坏。铁轨轻微弯曲。地下管道破裂或弯曲。铺砌的及沥青的路面呈波浪形。

②地面裂缝宽达数分米，有时达 1m。出现与河床平行的宽大裂缝。松动的岩石从陡坡上跌落。河岸和陡峭的海岸可能产生大量的滑坡。海岸地区泥沙移动。井水位变化。水从运河、湖泊、江河中冲向陆地，形成新的湖泊。

Ⅺ灾难

①修建良好的建筑物、桥梁、水坝和铁路受到严重损坏，公路无法通行。地下管道破坏。

②由于宽大的裂缝和断裂以及水平和垂直方向的运动，地面严重变形。大量山崩，岩石坠落。地震烈度需要专门研究。

Ⅻ景观变化

①所有地上和地下的建筑物严重破坏或毁坏。

②地貌根本改观。可以观察到由大面积的水平运动和垂直运动引起的巨大地裂缝。在大范围内出现岩石的坠落和河岸的崩塌，堰塞成湖，形成瀑布，河流改道。

4. 中国地震烈度表(1957)

(1)房屋类型

Ⅰ：简陋棚舍，土坯、卵，毛石垒砌，草泥顶一类的粗制房屋。

Ⅱ：一般夯土或土坯，卵，砌筑的低级施工的民房和老朽木架房屋。

Ⅲ：木架建筑(如宫、庙、城楼等)及新式砖石房屋。

(2)建筑物的破坏程度

轻微损坏：泥灰散落，墙壁表面有细小裂纹或小块剥落，偶有安置不牢的附着物滑落。

损坏：墙体有小裂缝，接合处裂缝大些，个别有局部崩塌。木架偶尔有点拔榫，烟囱顶部扭伤。

破坏：墙裂大缝，个别部分倒塌，木架拔榫，柱脚移动，部分屋顶破坏，烟囱倒下。

倾倒：建筑物的全部或大部分墙壁楼板和屋顶倒塌。时或屋顶移动，墙变形，倒塌，木架显著歪斜，构件折断。

(3)烈度表本文

Ⅰ度：无感，仪器才能记录到。

Ⅱ度：个别非常敏感，完全静止中的人有感。

Ⅲ度：室内少数完全静止中的人感觉振动，如载重汽车很快从旁驶过。细心的观察者注意到悬挂物有些摇动。

Ⅳ度：室内大多数，室外少数人有感，一些人从梦中惊醒。门、窗、纸顶棚作响，悬挂物动摇。皿中水轻微振荡，紧靠在一起的，不稳定的器皿作响。

Ⅴ度：室内几乎人人、室外大多数人有感，很多人从梦中惊醒。家畜不宁。门、窗、地板、天花板和木架榫头作响。开着的门、窗摇动。尘土、泥灰散落。墙壁表面可能微有裂纹。

悬挂物显著摇摆，挂钟停摆。少量液体从装满的器皿中溢出。架上不稳物件倒翻或榫下。

Ⅵ度：很多人从室内逃出，立脚不稳。家畜多从厩中向外奔逃。盆中水剧烈地动荡，有时溅出。架上书物有时翻倒或掉落。轻家具可能移动。

Ⅰ类房屋许多损坏，少数破坏，个别倾倒。Ⅱ、Ⅲ类房屋许多轻微损坏。Ⅱ类房屋损坏。牌坊及砖、石塔和院墙有轻微损坏。

潮湿、疏松的土地上，可以有一些小裂缝，个别情况下山区偶有小滑坡、滚石和陷穴。

Ⅶ度：人皆惊惶从室内逃出，驾驶汽车的人也有感。悬挂物剧烈摇摆或损坏坠落。轻家具移动，书物用具掉落。

Ⅰ类房屋大多数损坏，许多破坏，少数倾倒。Ⅱ类房屋多数损坏，少数破坏。Ⅲ类房屋大多数轻微损坏，许多损坏，墙院损坏，有些倒塌，不坚固的城墙剥落，城堞少数掉

砖。牌坊、砖石砌塔、坟及工厂烟囱可能损坏。黄土窑洞有些崩坏。

路面上、路基或土堤坡上有小裂缝，偶有小塌方。潮湿及疏松土上裂缝较多较大，少数可能冒出泥砂水。山区陡坎可能有滑坡、滚石。泉水流量和地下水位可能发生变化。

Ⅷ度：人感到走路困难。由于房屋破坏，人、畜有伤亡。家具移动，部分翻倒。

Ⅰ类房屋大多数破坏，许多倾倒。Ⅱ类房屋许多破坏，少数倾倒。Ⅲ类房屋大多数损坏，少数破坏（可能有倾倒的）。院墙破坏，局部倒塌，不坚固城墙多坏颓，有些地方崩塌，城堞倾倒甚多。牌坊、坟、塔及工厂烟囱损坏，不坚固的遭到破坏甚至崩塌。石碑等纪念物多移转或倒下。个别地下管道接口处遭到破坏。

地面裂缝宽达数厘米，土质疏松和潮湿的河滩宽度更大。在地下水位较高的地方，常从裂缝喷出泥砂水。在路基，堤坎，陡坡上有不大的塌方。在岩石破碎，土质疏松的地区常发生相当大的土流，石落，滑坡及山崩，有时堵塞河道，造成新湖。

有时井泉干涸或出现新泉。

Ⅸ度：家具倒翻伤损。

Ⅰ类房屋大多数倾倒。Ⅱ类房屋许多倾倒。Ⅲ类房屋许多破坏，少数倾倒。院墙大部分倾倒，较坚固的局部亦局部倒塌。较坚固的城墙多处遭受破坏，城堞倒塌很多。牌坊、坟、塔及工厂烟囱多破坏甚至倾倒，石碑等纪念物，较为稳定的亦多翻倒。地下管道有些破裂。

路基有些毁坏，路上有裂缝。铁轨局部弯曲。地面裂缝很多，宽达 10cm，在斜坡和河边冲积土上有时裂缝纵横。宽可达数十厘米，绵延很长。山区不少流土、滚石和崩滑。

Ⅹ度：家具和其他室内用品大量损坏。

Ⅲ类房屋许多倾倒。牌坊多破坏，坟、塔及工厂烟囱大都倒塌，坚固的石碑等纪念物翻倒。铁轨轻度弯曲，地下管道破裂。

地上裂缝宽数十厘米，有些达 1m 以上，在软土上，裂缝组成宽大裂缝带绵延数公里之长。岩石上有时亦产生裂缝。山区崖岸大量崩滑。堵水成湖，河湖水面大浪扑岸。

Ⅺ度：由于房屋倒塌，压死大量人畜，埋没许多财物。

房屋普遍破坏倾倒。路基堤岸大段崩毁，铁轨大段弯曲。地下管道系统完全破坏，不能使用。

地面张开许多大裂缝，冒污水夹杂古代沉埋朽物。大规模山崩、滑坡，产生新断层，其水平和垂直错距都相当大。地面地下水位发生剧烈变化。

Ⅻ度：一切建筑物普遍毁坏。广大地区内地形改变很大，地面地下水系破坏，洪水横流，平原水淹，山区因崩坡土陷，动植物遭到毁灭。

5. 中国烈度表(1980)

烈度	人的感觉	一般房屋		其他现象	参考物理指标	
		大多数房屋震害程度	平均震害指数		加速度(水平向)(cm/s^2)	速度(水平向)(cm/s)
Ⅰ	无感					
Ⅱ	室内个别静止中的人感觉					
Ⅲ	室内多数静止中的人感觉	门、窗轻微作响		悬挂物微动		
Ⅳ	室内多数人感觉；室外少数人感觉；少数人梦中惊醒	门、窗作响		悬挂物明显摇动，器皿作响		
Ⅴ	室内普遍感觉；室外多数人感觉；多数人梦中惊醒	门、窗、屋顶、屋架颤动作响,灰土掉落,抹灰出现细微裂缝		不稳定器物翻动	31 (22—44)	
Ⅵ	惊慌失措，仓皇逃出	损坏——个别砖瓦掉落，墙体微细裂缝	0—0.1	河岸和松软土上出现裂缝，饱和砂层出现喷砂冒水。地面上有的砖烟囱轻度裂缝、掉头	63 (45—89)	6 (5—9)
Ⅶ	大多数人仓皇逃出	轻度破坏——局部破坏、开裂，但不妨碍使用	0.11—0.30	河岸出现塌方，饱和砂层常见喷砂冒水，松软土上地裂缝较多。大多数烟囱中等破坏	125 (90—177)	13 (10—18)
Ⅷ	摇晃颠簸，行走困难	中等破坏——结构受损，需要修理	0.31—0.50	干硬土上亦有裂缝，大多数砖烟囱严重破坏	250 (178—353)	25 (19—35)
Ⅸ	坐立不稳，行动的人可能摔跤	严重破坏——墙体龟裂，局部倒塌，复修困难	0.51—0.70	干硬土上有许多地方出现裂缝，基岩上可能出现裂缝。滑坡、塌方常见。砖烟囱出现倒塌	500 (354-707)	50 (36—71)
Ⅹ	骑自行车的人会摔倒，处不稳定状态的人会摔出几尺远，有抛起感	倒塌——大部分倒塌，不堪修复	0.71—0.90	山崩和地震断裂出现，基岩上拱桥破坏，大多数砖烟囱从根部破坏或倒毁	1000 (708—1414)	100 (72—141)
Ⅺ		毁灭	0.91—1.00	地震断裂延续很长。山崩常见，基岩上拱桥毁坏		
Ⅻ				地面剧烈变化，山河改观		

① Ⅰ—Ⅴ度以地面上人的感觉为主；Ⅵ—Ⅹ度以房屋震害为主，人的感觉仅供参考；Ⅺ—Ⅻ度以地表现象为主。Ⅺ—Ⅻ度的评定，需要专门研究。

② 一般房屋包括木构架和土、石、砖墙构造的旧式房屋和单层或数层的，以及未经抗震设计的新式砖房。对于质量特别差或特别好的房屋可根据具体情况，对表列各烈度的震害程度和震害指数予以提高或降低。

③ 震害指数以房屋"完好"为0,"毁灭"为1，中间按表列震害程度分级。平均震害指数指所有房屋的震害指数的总平均值而言，可用普查或抽查的方法确定之。

④ 使用本表时可根据地区具体情况作出临时的补充规定。

⑤ 在农村可以自然村为单位，在城镇可分区进行烈度评定，但面积应以 $1km^2$ 左右为宜。

⑥ 烟囱指工业或取暖用的锅炉房烟囱。

⑦ 表中数量词的说明：个别：10%以下；少数：10%—50%；多数：50%—70%；大多数：70%—90%；普遍：90%以上。

附录 B　地震动参数与烈度关系

加速度峰值与烈度

作　者	公　式
河角广，1951	$\log a=0.500I_j-0.347$
彼得施米特，1952	$\log a=0.500I-1.350$
古登堡，1956	$\log a=0.330I-0.500$
赫什伯格，1956	$\log a=0.427I-0.897$
麦得维杰夫，1962	$\log a=0.300I-0.107$
纽曼，1962	$\log a=0.300I$
安伯瑞斯，1974	$\log a=0.360I-0.160$
屈菲内克，伯拉迪，1975	$\log a=0.300I-0.140$
墨菲，奥布赖恩，1977	$\log a=0.250I-0.250$
国家地震局工程力学研究所，1979	$\log a=0.320I-0.170$
刘恢先，1981	$\log a=I\log 2-0.01$

速度与烈度

作　者	公　式
纽曼，1960	$\log v=0.300I-1.156$(I= Ⅰ-Ⅷ)
屈菲内克.伯拉迪，1975	$\log v=0.250I-0.650$(I= Ⅳ-Ⅹ)
埃斯皮诺萨，1977	$\log v=(0.29\pm0.03)I-(0.93\pm0.23)$
刘恢先，1981	$\log v=I\log 2-1.107$

附录 C　现有的一些地震动衰减关系

(一) 峰值

Esteva 和 Villaverde(1973):

$$a = 5600\ \exp(0.8M)\cdot(R+40)^{-2} \qquad \sigma = 0.64\ \exp(\sigma) = 1.90$$
$$v = 32\ \exp(M)\cdot(R+25)^{-1.7} \qquad \sigma = 0.74\ \exp(\sigma) = 2.10$$

适用坚硬场地，a 单位 cm／s^2，v 单位 cm／s，R 为震源距，平均值由中值(50%)乘以 $\exp(0.5\sigma^2)$得到，将中值乘以 $\exp(\sigma)$得相当 84%的值。

Duke 等(1976):

$$\ln Y = A - E\ln R \qquad \text{(土质场地)}$$
$$\ln Y = A - ER \qquad \text{(基岩场地)}$$

Y 分别为 a(cm／s^2)，v(cm／s)和 d(cm)，R 为震中距，系数如下表：

参数	场地分类	A	E	σ	$\exp(\sigma)$	N^*
a	1.土层	7.9443	0.9060	0.40	1.49	11
	2.土层	12.5877	2.1137	0.29	1.34	17
	3.沉积岩	6.1095	0.0327	0.33	1.39	10
	4.基岩	6.2734	0.0345	0.37	1.45	10
v	1. 土层	6.9160	1.1563	0.08	1.08	11
	2. 土层	6.5419	0.9787	0.12	1.13	17
	3. 沉积岩	4.0647	0.0357	0.29	1.34	10
	4. 基岩	3.2103	0.0313	0.39	1.48	10
d	1. 土层	7.0870	1.4095	0.41	1.51	11
	2. 土层	4.2114	0.4818	0.21	1.23	17
	3. 沉积岩	32.723	0.0297	0.43	1.53	10
	4. 基岩	2.0084	0.0261	0.51	1.67	10

* 1971 圣费尔南多 $M=6.4(M_S=6.6,\ M_B=6.2)$记录

Trifunac(1976):

$$\lg y = M + \lg A_0(R) - \lg\begin{Bmatrix} a_0 \\ v_0 \\ d_0 \end{Bmatrix}$$

$$\lg\begin{Bmatrix} a_0 \\ v_0 \\ d_0 \end{Bmatrix} = \begin{cases} aV + bM + c + dS + eH + fM^2 - f(M - M_{max})^2 & M \geqslant M_{max} \\ aP + bM + c + dS + eH + fM^2 & M_{max} \geqslant M \geqslant M_{min} \\ aP + bM_{min} + c + dS + eH + fM_{min}^2 & M \geqslant M_{min} \end{cases}$$

式中，P 为可信水平；S 为场地条件，冲积层为 0，中等土为 1，基岩为 2；H 表示地震动分量，水平分量，$H=0$，垂直分量 $H=1$。

a，b，c，d，e，f 的系数如下表。

参数	a	b	c	d	e	f
a_0	−0.898	−1.789	6.217	0.060	0.331	0.186
v_0	−1.087	−2.059	8.357	0.134	0.344	0.201
d_0	−1.288	−2.366	9.917	0.205	0.240	0.226

$\lg A_0(R)$ 参数表

R(km)	$-\lg A_0(R)$	R(km)	$-\lg A_0(R)$	R(km)	$-\lg A_0(R)$
0	1.400	140	3.230	370	4.336
5	1.500	150	3.279	380	4.376
10	1.605	160	3.328	390	4.414
15	1.716	170	3.378	400	4.451
20	1.833	180	3.429	410	4.485
25	1.955	190	3.480	420	4.518
30	2.078	200	3.530	430	4.549
35	2.199	210	3.581	440	4.579
40	2.314	220	3.631	450	4.607
45	2.421	230	3.680	460	4.634
50	2.517	240	3.729	470	4.660
55	2.663	250	3.779	480	4.685
60	2.679	260	3.827	490	4.709
65	2.746	270	3.877	500	4.732
70	2.805	280	3.926	510	4.755
80	2.920	290	3.975	520	4.776
85	2.958	300	4.024	530	4.497
90	2.989	310	4.072	540	4.817
95	3.020	320	4.119	550	4.835
100	3.044	330	4.164	560	4.853
110	3.089	340	4.209	570	4.869
120	3.135	350	4.253	580	4.855
130	3.182	360	4.295	590	4.900

Blume(1977):

$$a=0.318\exp(1.03M)\cdot(29)^{x}\cdot(R+25)^{-x}$$
$$\sigma=0.93\quad \exp(\sigma)=2.53\qquad M<6.5$$
$$a=26\exp(0.432M)\cdot(29)^{y}\cdot(R+25)^{y}$$
$$\sigma=0.59\quad \exp(\sigma)=1.81\qquad M>6.5$$

R 为震源距，$x=1.14b$，$y=1.22b$，b 为场地因子，$b=0.5\lg(\rho V_S)$，软土时 $\rho V_S=2000$；硬土时 $\rho V_S=12000$。

采用加州和内华达西部1933—1970年全部记录，共795水平向、2713核爆记录。

Boore等(1978):

$$\lg y = A + E\lg R$$

数据组		A	$-E$	σ	$\exp(\sigma)$	N
(1) 水平加速度						
I类结构	$M=5.0$—5.7	0.17	0.93	0.85	2.34	19
	6.0—6.4	0.96	1.23	0.46	1.58	16
	7.1—7.7	2.65	2.01	0.60	1.82	9
(2) 全部数据	$M=5.0$—5.7	0.05	0.86	0.81	2.24	24
	6.0—6.4	0.81	1.20	0.46	1.58	44
	7.1—7.7	2.65	2.00	0.48	1.62	14
(3) 圣费尔南多	R_1	1.45	1.56	0.41	1.51	10
	S_1	1.09	1.34	0.41	1.51	12
	S_2	0.90	1.29	0.35	1.41	18
(1) 竖向加速度						
I类结构	$M=5.0$—5.7	-0.27	0.77	0.67	1.95	19
	6.0—6.4	1.36	1.70	0.46	1.58	16
	7.1—7.7	1.55	1.58	0.48	1.62	9
(1) 水平速度						
I类结构	$M=5.0$—5.7	2.35	1.22	0.87	2.40	19
	6.4	1.93	0.58	0.58	1.78	16
	7.1—7.7	2.45	0.72	0.37	1.45	9
(2) 全部数据	$M=5.0$—5.7	2.31	1.26	0.81	2.24	24
	6.4	2.35	0.85	0.46	1.58	44
(3) 圣费尔南多	R_1	3.12	1.51	0.60	1.82	10
	S_1	3.06	1.31	0.37	1.45	12
	S_2	2.60	0.96	0.18	1.20	18
(1) 竖向速度						
I类结构	$M=5.0$—5.7	1.62	0.96	0.69	2.00	19
	6.4	1.86	0.80	0.41	1.51	16
(1) 水平位移						
I类结构	$M=5.0$—5.7	1.81	1.15	0.83	2.29	19
	6.4	1.48	0.55	0.69	2.00	16
	7.1—7.7	2.34	0.86	0.51	1.66	9
(2) 全部数据	$M=5.0$—5.7	1.60	1.03	0.78	2.19	24
	6.4	1.91	0.77	0.64	1.91	44
(3) 圣费尔南多	R_1	2.72	1.52	0.58	1.78	10
	S_1	2.07	0.90	0.58	1.78	12
	S_2	2.09	0.76	0.44	1.55	18
(1) 竖向位移						
I类结构	$M=5.0$—5.7	1.22	0.93	0.67	1.95	19
	6.4	1.15	0.53	0.32	1.38	16

McGuire(1977):

美国西部，$M=5.3—7.6$，$R=15—125\text{km}$，

$$PGA=0.482\ \exp(0.64M\cdot(R+25)^{1.3}) \qquad \sigma=0.51$$

$$PGV=5.640\ \exp(0.92M\cdot(R+25)^{-1.2}) \qquad \sigma=0.63$$

Donovan 和 Borstein(1978):

$$a=A\exp(BM)\cdot(R+25)^{E}$$

式中，$A=2154000R^{-2.1}$；$B=0.046+0.445\ \lg R$，$E=2.515-0.486\ \lg R$。

适用于平均土，$M<8.0$ 标准差 σ 为加速度的函数，其值如下：

水平加速度峰值	σ	$\exp(\sigma)$
0.05	0.48	1.62
0.10	0.46	1.58
0.15	0.41	1.51
≥0.30	0.30	1.35

Faccioli(1978):

$$\lg y=\lg A+BM-E\lg(R+25)$$

适用于软土 $M_S=5—8.0$，共 23 个数据。

参数	A	B	E	σ	$\exp(\sigma)$	N
a	108.6	0.265	0.265	0.808	1.72	23
v	1.48	0.282	0.425	0.425	1.79	
d	0.10	0.479	0.691	0.691	1.79	

McGuire(1978):

$$\ln y=A+BM+E\ln R+CY_s$$

R 震源距；Y_s 场地因子：基岩，$Y_s=0$，土，$Y_s=1$，$M=4.5—7.7$。

参数	A	B	E	G	σ	$\exp(\sigma)$	N
a	3.40	0.89	−1.17	−0.20	0.62	1.86	140
v	1.00	1.07	−0.96	0.07	0.64	1.90	
d	2.72	1.00	−0.63	0.12	0.69	1.99	

Idriss 和 Power(1978):

$$\ln y=\ln A+E\ln(D+20) \qquad (\text{中值})$$

$$\ln y'=\ln A'+E\ln(D+20) \qquad (\text{均值})$$

D 为至破裂源距离，$M=5.6—6.4$。

土体条件	参数	A	A'	$-E$	σ	$\exp(\sigma)$	N
基岩场地	a	930	980	2.2	0.32	1.38	22
	v	32410	35865	2.1	0.45	1.57	
	d	1760	20810	2.2	0.63	1.88	
坚硬场地	a	199	207	1.8	0.28	1.32	40
	v	6,950	7,250	1.5	0.29	1.34	
	d	2,150	2,440	1.4	0.50	1.65	

Idriss 等(1978)得下述系数:

基岩场地	a	1188	1255	2.4	0.33	1.39	22
	v	42100	46800	2.3	0.46	1.58	
	d	22360	25600	2.3	0.52	1.68	
坚硬场地	a	363	375	2.1	0.26	1.30	40
	v	6385	6700	1.7	0.31	1.36	
	d	3245	3450	1.7	0.35	1.42	

Patwardhan 等(1978):

$$\ln Y=\ln A+BM+E\ln(R+C)$$

$$C=0.864\exp(0.463M_S)$$

类型	参数		A		B	−E	σ	exp(σ)
			中值	均值				
浅源地震	基岩	a	157	186	1.04	1.90	0.58	1.79
		v	0.604	0.718	1.22	1.47	0.59	1.80
	坚硬土	a	191	224	0.823	1.56	0.57	1.77
		v	0.836	1.03	1.22	1.43	0.65	1.92
俯冲带地震		a	284	363	0.587	1.05	0.70	2.01
		v	5.33	6.66	0.720	1.05	0.67	1.95

Sadigh 等(1978):

$$\ln Y=\ln A+E\ln(D+20)\quad (中值)$$

$$\ln Y=\ln A'+E\ln(D+20)\quad (均值)$$

$$A'=A\exp(0.5\sigma^2)$$

大于 60m 覆盖(层)土层, $M=6.3$—6.5。

分量	参数	A	A'	−E	σ	exp(σ)	N
水平	a	69	76.5	1.6	0.45	1.57	68
	v	2887	3140	1.3	0.41	1.51	
	d	715	810	1.1	0.50	1.65	
竖向	a	218	232	2.0	0.35	1.42	34
	v	2095	2340	1.4	0.47	1.60	
	d	230	265	1.0	0.53	1.70	

日本《道路桥示方书·同解说》(1980):

$$
\text{II 硬地基}\quad a_{max}=\begin{cases}46.0\cdot 10^{0.208M}\cdot(\Delta+10)^{-0.686} & \text{(基岩)}\\ 24.5\cdot 10^{0.333M}\cdot(\Delta+10)^{0.924} & \text{(硬地基)}\\ 59.0\cdot 10^{0.26M}\cdot(\Delta+10)^{-0.886} & \text{(次硬地基)}\\ 12.8\cdot 10^{0.432M}\cdot(\Delta+10)^{-1.112} & \text{(软地基)}\end{cases}
$$

金井清(1966)基岩，日本原子能发电所耐震设计(1987)：

$$
\lg v_{max}=0.61M-(1.66+\frac{3.6}{R})\lg R-(0.631+\frac{1.83}{R})
$$

Ohsaki 等(1980)：

据日本资料：A. 60 个坚硬岩石上($V_S>1.5$km／s)加速度记录和 B. 35 个土层(V_S0.5—1.0km／s)加速度记录资料得到：

$$
\text{A.}\ V=10^{0.65M-1.36\lg R-2.0}\qquad r=0.89
$$

$$
\text{B.}\ V=10^{0.54M-1.31\lg R-0.95}\qquad r=0.85
$$

Sawada(1980)：

近源($20<R<30$km)，基岩：

$$
\lg a_{max}=0.452M-1.42
$$

$$
\lg v_{max}=0.595M-3.59
$$

Boore 等(1980)：

$$
\lg Y=A-B\lg R
$$

参　数	震级范围	R(km)	A	B±σ	N
a	5.0—5.7	5—30	0.2	−0.9±0.5	19
	6.0—6.4	15—55	1.0	−1.2±0.3	16
	7.0—7.6	40—150	2.0	−2.0±0.4	9
v	5.3—5.7	5—30	2.4	−1.2±0.6	11
	6.4	15—55	1.9	−0.6±0.4	14
d	5.3—5.7	5—30	1.8	−1.2±0.6	11
	6.4	15—55	1.5	−0.6±0.5	14
a	岩石		1.4	1.6±0.2	10
	土		1.1	1.3±0.3	12
v	岩石		3.1	1.5±0.4	9
	土		3.1	1.3±0.2	11
d	岩石		2.7	1.5±0.4	9
	土		2.1	0.9±0.4	11

Espinosa(1980)美国西部：57 个地震，190 数据

$$
M_L=\begin{cases}3.29+\lg a+0.06\lg R & R\leqslant 10\text{km}\\ 1.76+\lg a+1.59\lg R & 10\leqslant R\leqslant 60\text{km}\\ -0.16+\lg a+2.93\lg R & 60\leqslant R\leqslant 300\text{km}\end{cases}
$$

采用概率最佳拟合上三式得平均方程:

$$M_L = 2.96 + \lg a + 0.11\lg R + 0.5[\lg R]^2$$

Joyner 和 Boore(1981): 20 个地震，176 个数据

$$\lg a = -1.02 + 0.249M_w - \lg r - 0.00255r + 0.26p$$

$$r = (d^2 + 7.3^2)^{12},\quad \sigma = 0.6,\qquad 5.0 \leqslant M \leqslant 7.7$$

$$\lg v = -0.67 + 0.489M_w - \lg r - 0.00256r + 0.175 + 0.22p$$

$$r = (d^2 + 40^2)^{1\ 2},\qquad 5.3 \leqslant M \leqslant 7.4$$

M_w. 矩震级; d. 断层距; S 场地因子，岩石取 0，土取 1; p 为独立预测时标准差，当 50%值时取 $p=0$，当 84%值时取 $p=1$。

意大利 Chiaruttini 和 Siro(1981):

$$\lg a = A + BM + C\lg R$$

地 区	资料组	A	B	C	σ	N
甫卢里	总	0.00	0.39±0.03	0.90±0.09	0.24	12
甫卢里	R1	−0.20	0.36±0.07	0.71±0.13	0.19	24
甫卢里	Tha	0.10	0.36±0.06	0.91±0.15	0.22	36
甫卢里	Tha	0.11	0.47±0.05	1.04±0.19	0.25	60
甫卢里	R1+Tha	−0.03	0.35±0.04	0.79±0.10	0.21	60
安柯纳	总	−0.71	0.67±0.09	1.06±0.15	0.19	40
阿尔比德带	总	0.37	0.4±0.06	1.05±0.18	0.34	65
阿尔比德带	R1	0.72	0.38±0.07	21.11±0.21	0.28	25
阿尔比德带	A1	0.20	0.39+0.09	0.96±0.27	0.35	40

Hasegawa 等(1981):

(1)西加拿大

$$a_P = 10e^{1.3M}R^{-1.5},\quad v_P = 0.00040e^{2.3M}R^{-1.3}$$

(2)东加拿大

$$a_P = 3.4e^{1.3M}R^{-1.1},\quad v_P = 0.00018e^{2.3M}R^{-1.0}$$

R——震源距。

Battis(1981):

$$\ln a_P = 5.832 + 1.212m_P - 2.076\ln(\Delta+25),\ \sigma = 0.7\qquad (加里福尼亚)$$

$$\ln a_P = 3.155 + 1.240m_b - 1.244\ln(R+25)\qquad (美国中部)$$

$$m_b = 1.276 + 0.749M_L$$

Campbell(1981):

50km 范围内 27 个 $M=5.0—7.7$ 地震,229 条水平地震记录。

50%中值非限制性公式:

$$PGA=0.15\ \exp(0.868M)\cdot[R+0.0606\ \exp(0.70M)]^{-1.09} \qquad \sigma=0.372$$

50%中值限制性公式:

$$PGA=0.0185\ \exp(1.28M)\cdot[R+0.147\ \exp(0.73M)]^{-1.75} \qquad \sigma=0.384$$

胡聿贤(1982)基岩场地:

$$\lg a_P=1.71+0.657M-2.18\lg(R+30) \qquad \sigma_{\ln}=0.47$$

$$\lg v_P=-0.269+0.604M-1.53\lg(R+30)$$

Bolt 和 Abrahamson(1982):

$$a_p=a\left\{(\overset{R}{X}+d)^2+1\right\}^c\ e^{-b(X^R+d)}$$

参 数	M_w			
	5—6	6—7	7—7.7	6—7.7
a	1.2	1.2	0.24	1.6
b	0.066	0.044	0.022	0.026
c	0.033	0.042	0.1	-0.19
d	23	25	15	8.5
σ	0.06	0.1	0.05	0.09
截止值(g)	0.34	0.52	0.30	0.57

Bolt(1982):

近场 $M=6.0—7.7$

$$PGA=1.6\cdot10^3\cdot[(R+8.5)+1]^{-0.19}\cdot\ \exp(-0.026(R+8.5)) \qquad \sigma=0.9$$

Street(1982):

$$\lg V_V(1\text{Hz})=-3.56+1.0m_{\text{bLg}}-1.0\lg R$$

$$\lg V_V(5\text{Hz})=-3.84+1.0m_{\text{bLg}}-1.0R$$

式中, $V_V(1\text{Hz})$, $V_V(5\text{Hz})$分别为 1Hz 和 5Hz 时矢量和峰质点速度, 单位 cm/s; m_{bLg} 为 1HzLg 波相确定的体波震级。

蒋溥、雷军(1987):

场地条件		A	B	C	σ	R	资料数
$I=A+BM-C\ \ln(R+15)$							
不分		7.151	0.586	1.015	0.527	0.687	117
Ⅰ(类土)		5.433	0.959	1.146	0.437	0.86	16
Ⅱ		19.497	0.086	2.033	0.13	0.989	8
Ⅲ		7.782	0.456	0.975	0.471	0.67	65
Ⅳ		6.33	0.644	0.923	0.705	0.588	28
$\ln a=A+BM-C\ln(R+15)$							
不分		5.185	0.739	1.330	0.566	0.753	117
Ⅰ		3.730	1.123	1.539	0.405	0.924	16
Ⅱ		0.489	1.818	1.811	0.438	0.933	8
Ⅲ		5.225	0.631	1.155	0.56	0.682	65
Ⅳ		4.673	0.668	1.164	0.60	0.705	28
$\ln Y=A+BI-C\ln(R+15)$							
Ⅰ	PGa	5.893	0.379	0.956	0.547	0.857	16
	PGv	−0.975	0.605	0.175	0.614	0.705	
	PGd	−0.433	0.686	0.332	0.734	0.520	
	Sa	8.80	0.203	1.091	0.546	0.848	
	Sv	0.131	0.576	0.130	0.838	0.557	
	Sd	−3.718	0.655	0.471	0.877	0.406	
Ⅱ	PGa	48.762	−2.419	2.758	0.397	0.945	8
	PGv	60.26	−3.351	8.523	0.43	0.95	
	PGd	44.386	−2.345	6.479	0.585	0.881	
	Sa	55.763	−2.687	7.243	0.404	0.946	
	Sv	61.422	−3.453	8.378	0.385	0.954	
	Sd	−29.642	−2.656	3.582	0.671	0.821	
Ⅲ	PGa	3.97	0.447	0.573	0.605	0.661	65
	PGv	−1.406	0.644	0.132	0.632	0.579	
	PGd	−4.85	0.756	−0.361	0.772	0.473	
	Sa	4.955	0.457	0.574	0.582	0.631	
	Sv	−1.122	0.689	0.006	0.634	0.569	
	Sd	−4.677	0.789	0.574	0.727	0.499	
Ⅳ	PGa	2.294	0.521	0.403	0.630	0.676	28
	PGv	−1.255	0.615	0.180	0.683	0.645	
	PGd	−2.535	0.584	−0.025	0.755	0.556	
	Sa	3.495	0.497	0.362	0.635	0.649	
	Sv	−1.022	0.622	−0.015	0.87	0.527	
	Sd	−1.074	0.574	0.0018	0.772	0.546	

郭玉学(1989):

华北地区基岩水平峰值加速度:

$$A_p=384\exp(1.06\cdot M\cdot(R+20)^{-2.04}) \qquad \sigma_{\ln}=0.602$$

(二) 反应谱

Iwasaki(1980)(日):

301 强震记录，277 加速度反应谱得:

$$S_a(T,h)=f_M(T,h)\times f_\Delta(T,h)\times f_{Gc}(T,h)$$

周期 T(s)	相关系数	$f_M(T,0.05)$					$f_\Delta(T,0.05)$					$f_S(T,0.05)$			
		震级 M					震中距 Δ(km)					场地条件 Gc			
		4.5—5.3	5.4—6.0	6.1—6.7	6.8—7.4	7.5—7.9	6—19	20—59	60—119	120—199	200—405	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
0.1	0.56	0.218	0.278	0.296	0.399	1.0	5.10	2.67	2.05	0.994	1.0	126	107	120	106
0.15	0.53	0.225	0.274	0.297	0.448	1.0	4.85	3.01	2.15	1.00	1.0	155	130	141	125
0.20	0.54	0.185	0.280	0.288	0.499	1.0	5.48	3.24	2.07	1.05	1.0	169	149	161	129
0.25	0.55	0.171	0.254	0.283	0.534	1.0	6.86	3.65	2.33	1.21	1.0	135	129	143	129
0.30	0.56	0.164	0.269	0.280	0.548	1.0	6.59	3.51	2.25	1.27	1.0	109	130	147	131
0.35	0.55	0.161	0.274	0.302	0.588	1.0	5.74	3.05	2.13	1.24	1.0	92.8	126	149	142
0.40	0.57	0.152	0.268	0.311	0.557	1.0	5.45	3.01	1.92	1.33	1.0	83.0	122	145	144
0.50	0.63	0.108	0.237	0.309	0.593	1.0	6.35	2.91	1.60	1.36	1.0	76.6	113	140	156
0.60	0.67	0.089	0.246	0.321	0.618	1.0	5.88	2.79	1.46	1.32	1.0	62.1	101	134	159
0.70	0.70	0.073	0.222	0.315	0.644	1.0	6.77	2.96	1.56	1.37	1.0	50.0	88.8	118	148
0.80	0.68	0.068	0.214	0.294	0.595	1.0	5.89	2.73	1.54	1.28	1.0	47.9	91.0	115	145
0.90	0.67	0.067	0.214	0.285	0.581	1.0	5.13	2.38	1.48	1.20	1.0	46.4	90.5	113	136
1.0	0.67	0.065	0.204	0.284	0.636	1.0	4.62	2.15	1.40	1.16	1.0	43.3	89.3	107	125
1.5	0.72	0.050	0.138	0.204	0.534	1.0	4.40	2.20	1.44	1.00	1.0	33.0	56.5	68.5	84.6
2.0	0.71	0.060	0.148	0.215	0.585	1.0	3.66	1.99	1.29	0.924	1.0	24.7	36.8	41.1	46.2
2.5	0.70	0.058	0.136	0.183	0.405	1.0	3.50	1.95	1.34	0.947	1.0	21.9	32.7	53.8	33.0
3.0	0.69	0.066	0.138	0.194	0.391	1.0	3.26	1.79	1.35	0.867	1.0	18.8	26.6	28.5	26.6
4.0	0.68	0.070	0.144	0.187	0.395	1.0	2.81	1.61	1.27	0.788	1.0	15.7	20.3	24.1	19.1

Joyner 和 Boore(1982):

$$\lg S_v(T)=C_1+C_2(M-\sigma)+C_3(M-\sigma)^2-C_4\lg R+C_5R+C_6j_S$$

$$\sigma=0.26—0.37$$

T	C_1	C_2	$-C_3$	C_4	$-C_5$	C_6	h(km)	σ
0.1	2.24	0.3	0.09	1.0	0.0067	−0.06	10.6	0.27
0.15	2.46	0.34	0.10	1.0	0.0063	−0.05	10.3	0.27
0.2	2.54	0.37	0.11	1.0	0.0061	−0.03	9.3	0.27
0.3	2.56	0.43	0.12	1.0	0.0057	0.04	7.0	0.27
0.4	2.54	0.49	0.13	1.0	0.0055	0.09	5.7	0.30
0.5	2.53	0.53	0.14	1.0	0.0053	0.12	5.2	0.32
0.75	2.46	0.61	0.15	1.0	0.0049	0.19	4.7	0.35
1.0	2.41	0.66	0.16	1.0	0.0044	0.24	4.6	0.35
1.5	2.32	0.71	0.17	1.0	0.0034	0.30	4.6	0.35
2.0	2.26	0.75	0.18	1.0	0.0025	0.32	4.6	0.35
3.0	2.17	0.78	0.19	1.0	0	0.29	4.6	0.35
4.0	2.10	0.80	0.20	0.98	0	0.24	4.6	0.35
$a\ g$	0.49	0.23	0	1.0	0.0027	0	8.0	0.28
V_{max}	2.17	0.49	0	1.0	0.0026	6.17	4.0	0.33

胡聿贤等(1982):

$$\lg S_a(T)=B_0+B_1\lg(R+30)+B_2M \qquad （基岩）$$

T	$-B_0$	B_1	B_2	T	$-B_0$	B_1	B_2
0.04−0.05	0.1589	2.2068	0.4980	1.4	3.9294	1.5119	0.8224
0.10	0.0769	2.3262	0.5568	2.0	4.2943	1.3107	0.7829
0.15	0.1202	2.3329	0.5477	3.0	4.5818	1.1947	0.7702
0.20	0.2956	2:1144	0.5421	5.0	5.3647	1.2980	8948
0.24	0.1724	2.0701	0.5067	8.0	4.3741	0.8798	0.5631
0.30	0.5052	1.9139	0.5041	PD	1.350	1.1787	0.6180
0.40	0.9060	1.8678	0.5360	PV	0.269	1.5320	0.6041
0.50	−1.7960	1.4391	0.5355	PA	-1.7116	2.1826	0.6574
0.6	2.2812	1.6281	0.6228	SD	1.4816	0.3474	−0.2070
0.8	2.9491	1.7001	0.7641	SV	1.1664	1.5558	−0.2782
1.0	3.3992	1.7260	0.8303	SA	0.6536	−0.6284	0.6036

Levret 和 Mohomadioum(1984):

$$\lg V(T)=K+\alpha M+\eta\lg R$$

水平分量:

T(s)	烈度等级 Ⅵ—Ⅶ度				烈度等级 >Ⅶ度			
	K	α	η	σ	K	α	η	σ
0.04	−0.52139	0.37339	−1.27902	0.25650	−0.42616	0.28736	−0.97242	0.24476
0.055	−0.36095	0.38472	−1.31767	0.26325	−0.23375	0.28541	−0.98041	0.25131
0.11	0.16983	0.41513	−1.46397	0.30267	0.62580	0.17357	−0.78034	0.27703
0.15	0.59345	0.38289	−1.46987	0.29508	1.00582	0.15952	−0.81985	0.26413
0.19	0.56123	0.39327	−1.39882	0.28409	0.89123	0.24776	−1.01511	0.23542
0.22	0.64038	0.39473	−1.40489	0.26845	0.95955	0.25325	−1.01574	0.22016
0.30	0.65328	0.38504	−1.29221	0.24945	0.78278	0.28502	−0.93992	0.2338
0.38	0.49089	0.38923	−1.18332	0.225922	0.41923	0.38136	−1.06756	0.24858
0.42	0.41869	0.39170	−1.13717	0.25825	0.35236	0.39273	−1.05893	0.25198
0.50	0.31535	0.39747	−1.07766	0.24982	0.15183	0.41941	−1.01422	0.24212
0.60	0.04093	0.42046	−0.98330	0.25110	0.20412	0.38435	−0.88895	0.24655
0.70	−0.06581	0.42523	−0.92342	0.25347	0.15845	0.37755	−0.82207	0.23848
0.80	−0.21865	0.44763	−0.91106	0.25615	−0.18827	0.41830	−0.75169	0.23969
0.90	−0.53957	0.51047	−0.93613	0.26263	−0.44340	0.45575	−0.71916	0.24680
1.0	−0.59204	0.52000	−0.93867	0.27634	−0.37726	0.45391	−0.74502	0.26839
1.6	−1.9454	0.5707	−0.80572	0.29052	−1.02945	0.62624	−1.08162	0.30701
2.0	−1.28387	0.54836	−0.66340	0.31000	−1.15147	0.67869	−1.23353	0.31609
2.8	−1.62299	0.62124	−0.74276	0.34570	−1.21572	0.64802	−1.06355	0.34817
3.2	−1.70761	0.63469	−0.74474	0.35996	−1.13952	0.62646	−1.03362	0.37460
4.0	−1.90893	0.66711	−0.73784	0.39282	−1.20915	0.62907	−1.01051	0.40684
5.5	−1.74883	0.62967	−0.72341	0.41233	−0.93938	0.57103	−0.99869	0.42358
6.5	−1.55276	0.57603	−0.67676	0.38907	−0.88154	0.53312	−0.93053	0.37919

垂直分量:

T(s)	烈度等级 VI—VII度				烈度等级 >VII度			
	K	α	η	σ	K	α	η	σ
0.04	-0.92286	0.39671	-1.30015	0.26558	-0.88168	0.40263	-1.32771	0.30039
0.055	-0.74746	0.42591	-1.39953	0.28425	-0.59320	0.37339	-1.26833	0.31422
0.11	-0.32815	0.47177	-1.53382	0.27808	-0.02524	0.36906	-1.29468	0.30686
0.15	0 21496	0.46567	-1.46896	0.27678	0.01976	0.38639	-1.28007	0.30369
0.19	-0.23081	0.47231	-1.40623	0.28112	0.27652	0.33932	-1.18114	0.27047
0.22	-0.04580	0.43940	-1.34893	0.26811	0.15278	0.37207	1.19982	0.26109
0.30	-0.02893	0.41996	-1.27064	0.25343	0.15467	0.40052	1.24010	0.29833
0.38	0.24149	0.43869	-1.15269	0.26895	0.22198	0.35350	-1.06297	0.29288
0.42	-0.32901	0.43953	-1.09075	0.25081	-0.00969	0.39447	-1.06888	0.27056
0.50	-0.48497	0.42669	-0.93569	0.24213	-0.06196	0.31455	-0.70806	0.23203
0.60	-0.51504	0.42672	0.91053	0.25018	-0.35544	0.42308	-0.94591	0.23336
0.70	-0.46530	0.44107	-0.96773	0.26181	-0.35254	0.38003	-0.73958	0.23193
0.80	0.47349	0.43706	-0.94279	0.24598	-0.33835	0.33467	0.56901	0.24226
0.90	-0.88309	0.50801	0.95414	0.24676	0.61269	0.34964	-0.44091	0.24970
1.0	-1.17586	0.55168	-0.93195	0.25310	-0.84300	0.41957	-0.57432	0.27482
1.6	-1.78551	0.64356	-0.01600	0.20265	-1.11004	0.60194	-1.15950	0.28114
2.0	-2.15055	0.68682	-0.84752	0.33116	-1.66470	0.74058	1.36863	0.42318
2.8	2.15899	0.68079	-0.80496	0.36624	-1.22173	0.63373	-1.21189	0.43574
3.2	-2.21117	0.68379	-0.77767	0.36236	-1.47039	0.63609	1.05850	0.42746
4.0	-2.21585	0.09101	-0.81676	0.56654	-1.41830	0.161288	1.00450	0.42842
5.5	-1.67750	0.54647	-0.65583	0.32921	-1.01887	0.58333	-1.23391	0.38873
6.5	47370	0.47979	-0.57018	0.25887	-1.23556	0.60395	1.21667	0.32893

Trifunac(1980):

$$\lg[PSV(T)] = M - \lg A_0(R) - b(T)M - c(T) - d(T)h - e(T)v - f(T)M^2 - g(T)R$$

$PSV(T)$为拟速度反应谱振幅，$A_0(R)$见第428页表，场地分类 h，冲积层 $h=0$，岩石 $h=2$，中等土 $h=I$；v 为地震动分量，水平分量 $v=0$，垂直分量 $v=1$。如果$\hat{b}(T)$到$\hat{g}(T)$代表 $b(T)$到 $g(T)$的最佳估计，则 $\lg[PSV(T)]$代表某一周期 T 时的最佳估计。残差:

$$g(T) = \lg[PSV(T) - \lg[P\hat{S}V(T)]$$

假定可用下面分布形式来描述:

$$P(s,T) = [1 - \exp(- = \exp(\alpha(T)\varepsilon(T)\beta(T)))]^{N(T)}$$

这里 $P(s,T)$为 $\lg[PSV(T)] = \lg[PSV(T)] < \varepsilon$ 的概率，这样就可以计算不超过概率 P 的 PSV。

本式应用于中等地震，$M_{min} < M < M_{max}$，$M_{min} = -b(T)/(2f(T))$，$M_{max} = (1-b(T))/(2f(T))$，当 $M < M_{min}$，仅用式中第一项 M，$b(T)M$ 和 $f(T)M^2$ 用 M_{min}，当 $M > M_{max}$，所有 M 项中用 $M = M_{max}$。

T(s)	0.04	0.065	0.11	0.19	0.34	0.50	0.90	1.6	2.80	4.40	7.50
$\zeta = 0.0$											
$b(T)$	−1.020	−1.140	−4.320	1.150	−0.748	−0.577	−0.717	−1.10	1.380	−1.250	−0.600
$c(T)$	5.950	6.090	6.150	5.240	3.850	3.350	4.030	5.670	6.810	6.420	4.260
$10d(T)$	0.011	0.023	0.046	−0.039	−0.217	−0.344	5.524	0.747	−0.929	−0.932	−0.806
$e(T)$	0.168	0.120	0.109	0.227	0.329	0.344	0.342	0.311	0.260	0.250	0.217
$f(T)$	0.125	0.133	0.146	0.132	0.101	0.087	0.094	0.117	0.136	0.130	0.087
$1000g(T)$	0.757	−0.795	−0.972	−1.850	−3.140	−3.970	−4.590	−4.540	−4.680	−5.150	−5.530
$\alpha(T)$	1.280	1.190	1.150	1.240	1.340	1.350	1.410	1.420	1.400	1.780	2.710
$\beta(T)$	1.000	0.988	0.977	0.985	0.985	0.995	0.912	0.760	0.491	−0.021	−0.691
$N(T)$	10	10	10	10	10	10	8	6	4	2	1
$\zeta = 0.02$											
$b(T)$	0.978	−1.080	−1.280	−1.270	−0.980	−0.784	−0.803	−1.120	−1.410	−1.300	−0.675
$c(T)$	5.750	5.890	6.060	5.660	4.620	4.090	4.420	5.790	7.030	6.660	4.570
$10d(T)$	0.006	0.003	0.004	−0.035	−0.135	−0.246	−0.457	−0.688	−0.846	−0.875	−0.783
$e(T)$	0.254	0.213	0.191	0.271	0.353	0.367	0.364	0.326	0.275	0.266	0.229
$f(T)$	0.125	0.132	0.148	0.148	0.124	0.106	0.101	0.119	0.140	0.134	0.092
$1000g(T)$	−1.090	−0.868	−0.709	−1.600	−2.950	−3.670	−4.100	−4.160	−4.410	−4.900	−5.420
$\alpha(T)$	1.630	1.490	1.380	1.410	1.490	1.490	1.530	1.510	1.440	1.800	2.720
$\beta(T)$	1.010	0.997	0.990	0.997	1.000	1.000	0.910	0.742	0.473	−0.300	−0.683
$N(T)$	10	10	10	10	10	10	8	6	4	2	1
$\zeta = 0.05$											
$b(T)$	0.928	−1.010	−1.180	−1.200	−0.945	−0.771	−0.821	−1.130	−1.400	−1.320	−0.761
$c(T)$	5.260	5.710	5.810	5.490	4.590	4.120	4.550	5.870	7.150	6.800	4.940
$10d(T)$	0.009	0.040	−0.042	−0.025	−0.101	−0.220	−0.421	−0.636	−0.812	−0.855	−0.781
$e(T)$	0.270	0.240	0.229	0.294	0.365	0.381	0.381	0.351	0.304	0.292	0.254
$f(T)$	0.121	0.127	0.141	0.143	0.122	0.105	0.103	0.120	0.138	0.234	0.097
$1000g(T)$	1.220	−1.050	−0.835	−1.560	−2.790	−3.420	−3.850	−3.990	−4.430	−4.350	−4.870
$\alpha(T)$	1.670	1.560	1.470	1.490	1.506	1.560	1.600	1.570	1.480	1.820	2.710
$\beta(T)$	1.010	1.000	0.995	1.000	1.000	1.000	0.908	0.740	0.471	−0.037	−0.715
$N(T)$	10	10	10	10	10	10	8	6	4	2	1
$\zeta = 0.10$											
$b(T)$	−0.871	−0.953	−1.110	−1.130	−0.897	−0.755	−0.861	−1.130	−1.360	−1.360	−0.938
$c(T)$	5.450	5.540	5.630	5.360	4.540	4.170	4.750	5.930	0.950	6.990	5.570
$10d(T)$	−0.015	−0.043	−0.019	−0.002	−0.115	−0.224	−0.397	−0.612	−0.771	−0.831	−0.785
$e(T)$	0.270	0.256	0.256	0.310	0.370	0.387	0.390	0.366	0.317	0.219	0.234
$f(T)$	0.116	0.123	0.136	0.137	0.118	0.104	0.107	0.121	0.136	0.138	0.111
$1000g(T)$	−1.650	−1.560	−1.350	−1.700	−2.630	−3.120	−3.620	−3.730	−0.050	−5.520	−5.000
$\alpha(T)$	1.688	1.588	1.530	9.568	4.699	4.600	4.650	4.690	4.530	4.860	4.750
$\beta(T)$	1.010	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.906	0.737	0.466	−0.036	−0.696
$N(T)$	10	10	10	10	10	10	8	6	4	2	1
$\zeta = 0.20$											
$b(T)$	0.873	−0.940	−1.050	−1.040	−0.891	−0.795	−0.837	−1.060	−1.310	−1.340	−0.030
$c(T)$	5.460	5.520	5.520	5.210	4.660	4.430	4.770	5.780	0.830	6.980	5.940
$10d(T)$	−0.004	−0.021	−0.002	−0.018	−0.150	−0.238	−0.364	−0.564	−0.748	−0.806	−0.775
$e(T)$	0.290	0.279	0.283	0.330	0.383	0.400	0.400	0.378	0.337	0.292	0.237
$f(T)$	0.116	0.122	0.131	0.130	0.117	0.107	0.105	0.116	0.133	0.138	0.118
$1000g(T)$	−1.550	1.790	−1.900	−2.030	−2.800	−3.380	−3.620	−3.590	−3.900	−4.320	−4.640
$\alpha(T)$	1.700	1.620	1.580	1.620	1.660	1.630	1.690	1.680	1.600	1.940	2.820
$\beta(T)$	1.010	1.010	1.100	1.000	0.010	0.010	0.909	0.732	0.465	−0.032	−0.688
$N(T)$	10	10	10	10	10	10	8	6	4	2	1

K. Kawashima 等(1984):

日本 67 自由场地，197 组两水平间地震动记录，震级（JMA）大于 5.0，震源深度<60km。

$$X(M,\Delta,GC_i)=\alpha(GC_i)\times 10^{b(GC_i)M}\times(\Delta+30)^{C(GC_i)}$$

土体条件	地质条件	自振周期(s)	当粘稠土体资料缺乏时替代方法
1	基岩 $H<10$m	$T_G<0.2$	$\beta(0.7)<0.7$
2	$H>10$m 或 冲积层 $H<10$m 冲积层 $H<25$m 含 5m 以下软土层	$0.2<T_G<0.4$ $0.4<T_G<0.6$	$0.7>\beta(0.7)>1.8$
3	软土、砂层	$T_G>0.6$	$\beta(0.7)>1.8$

物理量	土体条件	a	b	c	a	b	c	σ
α_{max}	1	987.4	0.216		1073	0.221	−1.251	0.216
	2	232.5	0.313	−0.218	222.7	0.308	−1.201	0.224
	3	403.8	0.265		403.1	0.262	−1.208	0.197
v_{max}	1	20.8	0.263		23.9	0.271	−1.275	0.236
	2	2.81	0.430	−1.222	2.67	0.421	−1.183	0.239
	3	5.11	0.404		5.14	0.415	−1.257	0.243
d_{max}	1	0.626	0.372		0.886	0.393	−1.390	0.262
	2	0.062	0.567	−1.254	0.056	0.549	−1.179	0.258
	3	0.070	0.584		0.070	0.575	−1.224	0.262

$$S_a(T_K,M,\Delta,GC_i)=a(T_K,GC_i)\times 10^{b(T_K,GC_i)M}\times(\Delta+30)^{C}$$

T_K(s)	土体条件 1			2			3		
	a	b	σ	a	b	σ	a	b	σ
0.1	2420	0.211	0.262	848.0	0.262	0.256	1307	0.208	0.219
0.15	2407	0.216	0.229	629.1	0.288	0.244	948.2	0.238	0.218
0.2	1269	0.247	0.226	466.0	0.315	0.273	1128	0.228	0.211
0.3	574.8	0.273	0.241	266.8	0.345	0.270	1263	0.224	0.217
0.5	211.8	0.299	0.278	102.2	0.388	0.249	508.6	0.281	0.240
0.7	102.5	0.317	0.239	34.34	0.440	0.245	65.67	0.421	0.243
1.0	40.10	0.344	0.273	5.04	0.548	0.305	7.41	0.541	0.307
1.5	7.12	0.432	0.254	0.719	0.630	0.288	0.803	0.647	0.305
2.0	5.78	0.417	0.267	0.347	0.644	0.264	0.351	0.666	0.276
3.0	1.67	0.462	0.249	0.361	0.586	0.248	0.262	0.635	0.263

$$C=-1.178$$

Johnson(1980)近源谱:

M>4.5, 岩石、厚层冲积层、薄层冲积层

PGA>0.1, 震源距<20km。

V/a、ad/vH^2 比值(对数正态分布)

地质	M_L	资料数	V/a (m/s) /g (%)		ad/v^2(%)	
			50	均值	50	均值
岩石	4.7—4.9	7	14	14	1.6	1.7
	5.4—5.6	4	22	23	3.7	4.0
	6.5	5	31	33	4.0	4.3
薄冲积层	4.7	4	15	15	1.0	1.1
	5.5—5.9	10	27	30	4.1	5.3
厚层冲积层	4.7—5.2	14	26	28	3.6	5.1
	5.5—5.9	10	34	36	2.7	3.1
	6.3—6.5	8	54	57	4.2	4.6

放大系数(对数正态分布)

地质条件	阻尼 (%)	M_L	放大系数 50%		
			位移	速度	加速度
岩石	1/2	4.7—4.9	4.57	0.87	3.52
		5.4—5.6	1.99	1.82	3.21
		6.5	2.64	2.22	3.79
	5	4.7—4.9	3.81	0.62	2.29
		5.4—5.6	1.51	1.22	2.10
		6.5	2.10	1.47	2.12
	10	4.7—4.9	3.35	0.54	1.85
		5.4—5.6	1.31	1.02	1.78
		6.5	1.78	1.18	1.68
薄层	1/2	4.7	4.04	0.71	3.07
		5.5—5.9	2.37	2.26	3.28
	5	4.7	5.57	0.54	2.25
		5.5—5.9	1.92	1.43	2.07
	10	4.7	3.26	0.49	1.84
		5.5—5.9	1.65	1.14	1.71
厚层	1/2	4.7—5.2	2.13	1.51	3.17
		5.5—5.9	1.90	1.99	3.23
		6.3—6.5	2.57	2.27	4.12
	5	4.7—5.2	1.69	1.04	2.15
		5.5—5.9	1.56	1.26	2.08
		6.3—6.5	1.90	1.43	2.21
	10	4.7—5.9	1.48	0.87	1.77
		5.5—5.9	1.40	1.01	1.74
		6.3—6.5	1.55	1.14	1.75

(三) 持续时间

McGuire(1978)(90%能量持时):

$$\ln T_d = 0.19 + 0.15M + 0.35\ln R + 0.73S + 0.23H$$

式中，S 为场地因子，基岩，$S=2$；中等土，$S=1$；冲积土，$S=0$。H 为分量因子，竖向 $H=1$, 水平向 $H=0$。

阿尔提卡耶夫·科普尼切夫(1980): $\frac{1}{2}a_{max}$ 相对持续时间:

$$\lg T_d = -1.30 + 0.20M + 0.50\lg R$$

Mortgat 和 Shan(1978)(括号持时):

$$T_d = T_{d50} + 0.15(50 - R_h), 5 \leqslant R_h \leqslant 50$$

$$T_d = T_{d50} / [0.00112(R_h - 50)^2 + 1], R_h \geqslant 50$$

式中，T_d 为括号持时 (s), 加速度 $\geqslant 0.05$g，频率 $\geqslant 2$Hz; T_{d50} 为震源距 50km 处括号持时；R_h 为震中距。下表列出不同距离时地震动持续时间值。T_{d50} 亦由此表查出，对于震级之间可以内插得到近似值。

R \ M	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5
10	8	12	19	26	31	34	35
25	4	9	15	24	28	30	32
50	2	3	10	22	26	28	29
75	1	1	5	10	14	16	17
100	0	0	1	4	5	6	7
125	0	0	1	2	2	3	3
150	0	0	0	1	2	2	3
175	0	0	0	0	1	2	2
200	0	0	0	0	0	1	2

Sawadn 等(1980):

近源($20 < R < 30$km), 基岩。

$$\lg T_d(1/2)) = 0.288M - 4.5$$

$$\lg T_d(1/10) = 0.232M - 0.89$$

$T_d(1/2)$表示剪切波到达至峰值 1/2 止的时间；$T_d(1/10)$表示剪切波到达至峰值 1/10 止的时间。

附录D　S波速、深度经验关系资料

粘土类土S波速随深度经验关系

地区	经验关系	相关系数	资料来源
北京	$V_S=104.0H^{0.487}$		董津成等
天津	$V_S=143+3.08H$	0.8	刘曾武等
宁河	$V_S=83.2H^{0.34}$	0.91	
西安	$V_S=137.3H^{0.254}$	0.68(Q_4)	西安小区划
	$V_S=119.2H^{0.329}$	0.88(Q_3)	
	$V_S=110.7H^{0.346}$	0.83(Q_2)	
烟台	$V_S=210.7H^{0.300}$		烟台小区划
	$V_S=229.8H^{0.143}$		
玉田	$V_S=130H^{0.292}$	0.69	刘曾武等
徐州	$V_S=9.74+231.5\log H$		董津成
沈阳、鞍山、唐山	$V_S=70.3H^{0.419}$		赵立中等
大连市	$V_S=156+43H$		大连小区划
下辽河	$V_S=70.27H^{0.412}$	0.969	张宝山
厦门	$V_S=109.1H^{0.228}$		厦门小区划

粉土类土层S波速随深度变化经验公式

地区	经验公式	相关系数	资料来源
天津	$V_S=132+4.03H$	0.87	刘曾武等
宁河	$V_S=53.7H^{0.46}$	0.88	
呼和浩特	$V_S=182.2+3.425H$		呼市小区划

淤泥质土S波速随深度变化经验公式

地区	经验关系	相关系数	资料来源
西安	$V_S=87.7H^{0.392}$	0.64	西安小区划
烟台	$V_S=97.4H^{0.273}$		烟台小区划
呼和浩特	$V_S=240.7+1.6413H$		呼市小区划
厦门	$V_S=64.7H^{0.263}$		厦门小区划

砂类土随S波速深度变化经验公式表

地区	经验公式	相关系数	资料来源
北京	$V_S=111.0H^{0.389}$		董津成等
天津 宁河	$V_S=2980.9+0.86H$(粉砂) $V_S=64.6H^{0.43}$	0.74 0.74	刘曾武等
西安	$V_S=125.1H^{0.302}(Q_4)$ $V_S=146.1H^{0.272}(Q_3)$ $V_S=116.1H^{0.236}(Q_2)$	0.77 0.76 0.79	西安小区划
烟台	$V_S=124.0H^{0.270}$		烟台小区划
沈阳、鞍山、唐山等	$V_S=64.2H^{0.459}$(细砂) $V_S=83.3H^{0.513}$(中粗砂)		赵立中等
下辽河平原	$V_S=83.32H^{0.51395}$(中粗砂)	0.9114	张宝山
厦门	$V_S=80.0H^{0.376}$		厦门小区划

其它土类S波速随深度变化经验关系表

地区	经验公式	相关系数	资料来源
西安 (黄土状土) (古土壤)	$V_S=146.3H^{0.198}(Q_4)$ $V_S=141.2H^{0.28}(Q_3$ $V_S=152.4H^{0.243}(Q_2)$ $V_S=188.7H^{0.198}$	0.57 0.76 0.64 0.46	西安小区划
三门峡市 (黄土状亚粘土)	$V_S=236+12.3H$	0.72	三门峡小区划
大连市 (碎石、砾石)	$V_S=219+39H$		大连小区划
呼和浩特 (碎砾石)	$V_S=204.5+5.83H$		呼市小区划

各类土S波速随深度变化的经验关系式

地区	经验公式	资料来源
天津 唐山	$V_S=98.4H^{0.334}$ $V_S=147.9H^{0.317}$	王文军
三河、廊坊 玉田、乐亭	$V_S=113.2H^{0.324}$	刘曾武等
上海 营口 海城	$V_S=111.7H^{0.198}$ $V_S=116.1H^{0.270}$ $V_S=131.8H^{0.282}$	王文军
秦皇岛	$V_S=130.2H^{0.281}$	刘曾武等
安阳	$V_S=152.5H^{0.983}$	安阳小区划

S 波速与标准贯入 N 关系表

地区	适用土类	经验公式	资料来源
日本	冲积粘性土	$V_S = 102N^{0.212}$	金井常雄
	冲积砂类土	$V_S = 80.6N^{0.331}$	
	洪积粘性土	$V_S = 114N^{0.294}$	
	洪积砂类土	$V_S = 97.2N^{0.323}$	
		$V_S = 104N^{0.32}$	田治米辰雄等
	冲积砂层	$V_S = 85.2N^{0.305}$	金井常雄
	粘性土($N<25$)	$V_S = 100N^{0.333}$	日本公路抗震
	砂类土($N<50$)	$V_S = 80N^{0.233}$	设计规程
	松散土	$V_S = 76N^{0.39}$	吉村正义
北京	砂类土	$V_S = 85.9N^{0.349}$	董津成等
下辽河平原	<15m 粘性土	$V_S = 120.2N^{0.21}$	冯广弟
	>15m 粘性土	$V_S = 181.9N^{0.16}$	
	砂类土	$V_S = 69.1N^{0.40}$	
		$V_S = \frac{N}{0.0056N + 0.0042}$	张宁华等
宁河	粘性土	$V_S = 105N^{0.257}$	刘曾武
		$V_S = 100N^{0.2}$	刘[illegible]

附录 E 关于活断层概念资料

活断层定义

定义	作者或机构
活断层是有可能发生滑动的断层	Willis, 1923
①在现代地质构造体系中活断层一直有位移 ②活断层具有将来重新活动或重复位错的可能或潜在的可能 ③具有现代活动的证据 ④也许伴有地震活动	Willis 和 Wood, 1923
近代地质时期或历史时期反复活动过,并且将来可能活动的断层	多田文男, 1927; Flewn. 1979
第四纪或晚第四纪存在活动的断层与 $M>6.5$ 级浅源地震有关的地面断裂叫地震断层	大家弥之助, 1936
活断层是现在经历运动或者在近代地质历史时期或历史时期运动过,将来有可能运动的那些断层	Louderback, 1950 张倬元等, 1981
在历史时期发生过断裂位错的断层	Shultz 和 Cleakes 1955; Trefethen, 1959
在历史或近代地质时期活动过的断层	Sherad 等, 1963
活断层显示明确的近代地质时期的运动证据	Cluff, 1964; Allen 等, 1965
活断层是一个据历史的地震学和地质学证据有产生地震高可能性的断层。或者在规模时间内,为特殊地震危险发生(危害性)分析而给予一个可接受的假定下可能发生地震的断层	美国 U. S. G. S 和 U. G. M. S. 1984
最后一次活动的时间长度一直是最主要的判据,但无论用什么标准,这一术语应意味着地质学家所判定的断层是活动的,且将来有可能重新活动	Allbee, Smith, 1966
"不久前"曾经活动,且"在不远将来"可能再活动的断层。这里"不久前"应至少到全新世;"不远将来"的时间长度为工程的使用期或和将来长期计划时间的一致	Bonilla, 1967, 1970
在一般工程实践中,不管可测定的时代证据有否,只要有全新世沉积层(如表面洪积、冲积或冰积物等)中的位移,则该断层称为活断层	JAZA, 1972
所有呈现晚第四纪运动,具有相应于场地——断层之间距离长度的断层可考虑为活断层	Wentworth 等, 1969
能动断层显示有一条或多条以下特征: ①3.5 万年以来在地表或近地表上至少有一次运动或在 50 万年内显示多次活动 ②由仪器定位的强震活动和该断层直接有关 ③在构造上和显示①和②特征的能动断层是有联系的,并且在其活动时有可能导致该断层活动	U. S. AEC, 1973 U. S. NRC, 1973 U. S. Corps of Engineering, 1977

续表

定　义	作者或机构
沿断层有近代活动，通常有小的位移或地震活动的	Gary, 1972
在晚第四纪(过 50 万年)证明活动过或可能活动过地区的断层可称为活断层	Ziong Wentworth 和 Bucharan, 1973
活断层(或潜在性活断层)是在近代历史时期有足够的位错证据的，且将来在构造使用期内（约 100a）有可能发生地表位错的断层	Sherard, Claff 和 Allen, 1974
最晚冰期开始(5 万年)活动或 50 万年以来多次活动的断层叫活断层	新西兰地质调查所
过 10 万年有显著相对位错的断层叫活断层	美国开垦局
全新世有地表位移(11000a)的断层叫活断层	Claff, Div, of Mina Gaology, 1977
1 晚第四纪运动过或具现代运动 2 一直伴有宏观地震活动 3 在构造上和已知的能动断层有联系、能动断层的活动有可能导致其活动，特别是在所讨论的工程使用期限内	Hays, 1980
活断层是在现代地震构造体系内有过滑动、可能重新活动并且有发生破坏性地震可能的断层	吴迪忠
第四纪以来有过活动的断层	松田时彦, 1975
在现代构造体系中有过滑动、因此将来有可能重新发生位移的断层	D. B. Slemmons, 1977
在地质历史时期发生的断层、新近仍在活动、在人类未来的百年内将会活动而给工程带来危害的断层	关于活断层的标准、鉴定方法、评价方法草案, 1987
活断层是在关系到人类社会的一段未来时间内能发生运动的断层	R. E. Wallace, 1985
涉及到社会需要而确定的时间段内可能活动的断层叫活断层	丁国瑜

活断层中时代标准

时代	年龄(万年)	作　者　或　机　构
历史时期	0.5	Shultz, Cleakes, 1955; Trefethen, 1959; Grading, Bood, 1973
全新世	1.1	Shered 等, 1963; Xrinitzsky, 1974; I. A. E. A, 1972; Bonina, 1970; 戴联筠, 1987; 美国加利福尼亚矿产部, 1976; Clalif, Div. of Mine Geology, 1977
晚更新世—全新世	1.3- -1.2	ГУВИИ, 1974
晚更新世末—全新世	2	Nichols Buchanan-Banks, 1974
	3.5	U. S. Corp of Engineering, 1977
中更新世晚期 (晚第四纪)	3.5(1 次) 50(多次)	U. S. AEC, 1973; D. B. Slemmeos , 1977; 王钟畸, 1983, 美国核管理委员会, 1971, U. S. NRC, 1975
晚更新世—全新世	0.5(1 次)5(多次)	Wentworth, Ziong, Buchanan, 1970, Grant-Taylor 等, 1974
中更新世—晚更新世	5(开始活动) 50(多次)	Lensen, 1976
晚更新世早期	10	Allen 等, 1965; 美国垦务局, 1976
晚第四纪中 更新世晚期	50	Wentworth 等, 1969, Hays, 1980
中更新世	100	李平, 1983
早更新世	200	丁国瑜, 1976; 日本活断层组, 腾田和夫, 1980; Lilis, 1980
早更新世—全新世	300—1.1	Wesson 等, 1972, 1975
第四纪	300	大家弥之助, 1976; Londer back, 1950, 松田时彦, 1950; 林正夫, 1981
第四纪—第三纪	300—7000	林辉德, 1990
早第三纪	7000	邓起东, 1976

活断层判别地质和地震标准

Louderback(1937)、Allen(1965)：最好的判据是沿断层的近代位移，年轻的、未冲刷的陡坎、水系、位错，冲积扇错开，径向压缩，下沉池塘，现代沉积物变形，沿断层剪切现象等。历史证据在于地震的震中分布。

Shultz, Cleakes(1955)：断层活动证据是①陡崖，②下沉池塘，③水系错位，④山脊错位等。

Cluff(1964)：活断层切割了近代沉积，如冲积扇，冲积层等；历史时期有地面破裂或显示三类证据：地质；历史；地震的。

Albee, Smith(1966)：断层活动较为明显的证据是历史上地表断裂和断层的大地震及测量到的应变积累。活动的地质证据比地震或测量到的证据更为有效。

Bonilla(1967, 1970)：如何确定断层是活动的，应包括地质，地球物理，大地测量和工程方面，目前应用的标准有：①确有把握和断层有关的地震发生，②一个或多个地表断裂事件，（包括构造蠕动）或不久前急剧弯曲，③弹性和非弹性应变的仪器拆测量证据，④和其它活动断层或构造破裂有构造上的联系。

活 断 层 的 分 类

指标	类　　别	作者或机构
活动时代	A_1 历史时代断层　0.5 万年 A_2 全新世活断层　1—1.1 万年 A_3 更新世最后期活断层　1—3 万年	林正夫, 1980
	P_1 现代活断层;　Q_2 至今 P_2 全新世活断层; 晚更新世至全新世有活动 P_3 晚更新世活断层; 3.5 万年有活动	关于活断层的标准、鉴定方法、评价方法草案, 1987
	历史上活动过断层　100—200 年 全新世以来活动过断层　1.1 万年 第四纪以来活动过断层　200 万年	D. B. Slemmons, 1977
	历史时期断层(地震断层) 全新世断层　1 万年 第四纪后期断层　50 万年 第四纪断层　180 万年 新生代后期断层　1500 万年 新生代断层　6000 万年	美国地质调查所, 1978
	活断层或地质活断层　50 万年 工程活断层　5 万年	李光唐, 1987
滑移速率 (mm/a)	AA——>10; A——1—10; B——0.1—1; C——0.01—0.1; D——<0.01	张倬元, 1981
	AA——10—100; A——1—10; B——1—0.1; C——0.1—0.01	丰田敦, 横田崇(日), 1984
	A——>1; B——0.1—1; D——<0.1	林正夫, 1984
	A——极高>100; 很高——10—100; B——高 1—10; 中高——0.1—1; C——中 0.01—0.1; 中低 0.001—0.01; 低 0.0001—0.001	D. B. Slemmons, 1977
	高速率：V_1——>10; 中速度 V_2——1—10; 低速率 V_3——<1	

I. A. E. A(1968)：这种断裂一般可以通过地质学家根据近代地面位移的地理证据来确认，虽然这需要高质量航照覆盖范围。具体可以根据过去破裂的频度，区域地震，地质和测量等方面判断。

Cluff, Bolt(1969)：活断层通常位有一个或多个现象：历史记录到的断层，沿断层发生地震（最近几千年）和缓慢的断层蠕动，错断了新的冲积层或其它沉积物，其表现效应尚未因侵蚀而改变。

I. A. E. A(1972)：①沿断层有蠕动；②地表破裂、位错。

Sherard, Cluff, Allen(1974)：活断层是在近代地质时期有足够的位错证据的，且将来在结构使用期内（约 100 年）有可能发生地表位移的断层。

Wesson(1975)：①有历史地震或地表位错；②明显的地貌特征：下沉池塘，水系，山脊断错；③错断全新世和更新世沉积物而显示地貌特征。

美国原子能委员会（1969）：①在地质测量学上蠕变明显和通过地震观测确认的断层；②在地形和地质构造上出现地裂、倾斜运动与错动明显的断层；③伴随着已确定为活断层的活动出现的活断层。

营原捷（1976）：①中小地震（$M=4.5$)发生两次以上的断层；②地质测量确认有错动；③与已经确定为活断层而伴生的断层。

附录F　国内外有关核电设计谱资料表

作　者	阻尼比	设计谱控制频率 Hz					资料来源
		33	9	2.5	0.25	0.1	
Blume–Newmark		1.0	3.25	2.41	0.376	0.062	
Blume	0.005	1.39	5.18	4.42	0.562		
	0.02	1.22	3.98	3.24	0.462		
	0.05	1.13	3.04	2.43	0.370		
	0.07	1.10	2.69	2.16	0.332		
	0.10	1.08	2.23	1.89	0.293		
Blume		1.0	2.60	3.10			张雪亮、1987
Newmark–Blume	0.005	1.0	4.96	5.59	0.721		
	0.02	1.0	3.54	4.25	0.564		
	0.05	1.0	2.61	3.13	0.462		
	0.07	1.0	2.27	2.72	0.424		
	0.10	1.0	1.90	2.28	0.384		
Kapuk	*	1.0	2.50	3.3	0.44	0.075	
P. C. Rizzo		1.0	3.7	2.9	0.31	0.047	

日本核标准设计谱(5%阻水平向)

类型	震级 M	震中距 (km)	S_V 及控制点周期 T									
			T	S_V	T	S_V	T	S_V	T	S_V	T	S_V
近场	8	25		0.6		10	0.3	30	0.5	30		12
	7	10	0.2	0.7	0.1	11	0.23	24	0.45	24	2.0	7
	6	5		1.2		17	0.13	21	0.35	21		3
中场	8	120		0.5	0.2	18	0.35	32	1.0	32		26
	7	45	0.2	0.5	0.13	11	0.33	28	0.80	28	2.0	19
	6	15		0.6	0.1	10	0.25	24	0.60	24		12
远场	8	350		0.5	0.22	26	0.37	44	1.20	44		42
	7	150	0.2	0.5	0.14	15	0.35	38	0.9	38	2.0	32
	6	60		0.5	0.10	10	0.33	33	0.7	33		20

据日本原子能发电所耐震设计, 1987。

国家核安全局、国家地震局(1987)标准反应谱

分量	临界阻尼比 %	控制点的放大系数			
		加速度			位移
		A(33Hz)	B(9Hz)	C(25Hz)	D(0.25Hz)
水平向	0.5	1.0	4.96	5.95	3.2
	2.0	1.0	3.54	4.25	2.5
	5.0	1.0	2.61	3.13	2.05
	7.0	1.0	2.27	3.72	1.88
	10 0	1.0	1.90	2.28	1.70
竖向	0.5	1.0	4.96	5.67	2.13
	2.0	1.0	3.54	4.05	1.67
	5.0	1.0	2.61	2.98	1.37
	7.0	1.0	2.27	2.59	1.25
	10.0	1.0	1.90	2.17	1.13

法国近场设计谱(据陶寿福)

控制频率 f (Hz)	>30	10	8	5	2	1
放大系数(β)	1.0	1.5	3.2	2.1	0.9	0.35

f>30Hz 时烈度–加速度关系

烈度(MSK)	Ⅶ	Ⅶ—Ⅷ	Ⅷ	Ⅷ—Ⅸ	Ⅸ
加速度(g)	0.25	0.3	0.4	0.5	0.6

《核电厂抗震规范》编制组（1990）的标准谱：

硬土场地水平向标准反应谱控制点周期及其谱值

阻尼比 (%)	A(0.03s)		B(0.04s)		C(0.1s)		D(0.4s)		E(4.0s)		
	加速度 (g)	速度 (m/s)	加速度 (g)	速度 (m/s)	加速度 (g)	速度 (m/s)	加速度 (g)	速度 (m/s)	加速度 (g)	速度 (m/s)	位移 (m)
0.5	1.0	0.047	2.04	0.127	5.22	0.814	5.95	3.71	0.74	4.62	2.94
2	1.0	0.047	1.76	0.110	3.73	0.582	4.25	2.65	0.58	3.62	2.31
3	1.0	0.047	1.66	0.104	3.25	0.507	3.71	2.32	0.53	3.31	2.11
4	1.0	0.047	1.59	0.099	2.95	0.406	3.37	2.10	0.49	3.06	1.95
5	1.0	0.047	1.54	0.096	2.74	0.427	3.13	1.95	0.47	2.93	1.87
7	1.0	0 047	1.47	0.092	2.44	0.381	2.72	1.70	0.43	2.68	1.71
10	1.0	0.047	1.39	0.087	2.16	0.337	2.28	1.42	0.39	2.43	1.55
20	1.0	0.047	1.25	0.078	1.68	0.262	1.64	1.02	0.31	1.93	1.23

硬土场地竖向标准反应谱控制点周期及其谱值

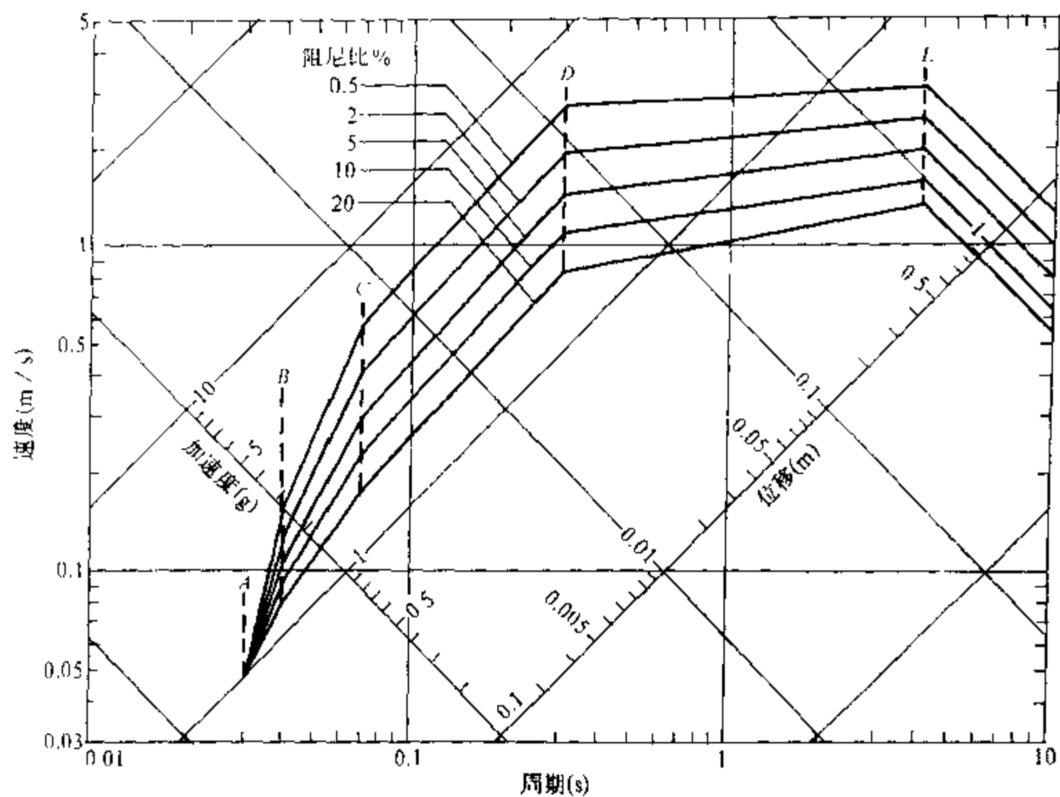
阻尼比(%)	A(0.03s)		B(0.04s)		C(0.1s)		D(0.4s)		E(4.0s)		
	加速度(g)	速度(m/s)	加速度(g)	速度(m/s)	加速度(g)	速度(m/s)	加速度(g)	速度(m/s)	加速度(g)	速度(m/s)	位移(m)
0.5	1.0	0.047	2.16	0.135	5.99	0.934	5.15	2.41	0.97	6.05	3.85
2	1.0	0.047	1.87	0.167	4.28	0.667	3.68	1.72	0.77	4.80	3.06
3	1.0	0.047	1.75	0.109	3.65	0.569	3.19	1.49	0.68	4.24	2.70
4	1.0	0.047	1.66	0.104	3.25	0.507	2.88	1.35	0.63	3.93	2.50
5	1.0	0.047	1.60	0.100	2.98	0.465	2.66	1.24	0.59	3.68	2.34
7	1.0	0.047	1.50	0.094	2.58	0.402	2.33	1.09	0.52	3.24	2.06
10	1.0	0.047	1.41	0.088	2.22	0.346	2.02	0.045	0.46	2.87	1.83
20	1.0	0.047	1.25	0.078	1.67	0.261	1.54	0.721	0.35	2.18	1.39

基岩场地水平向标准反应谱控制点周期及其谱值

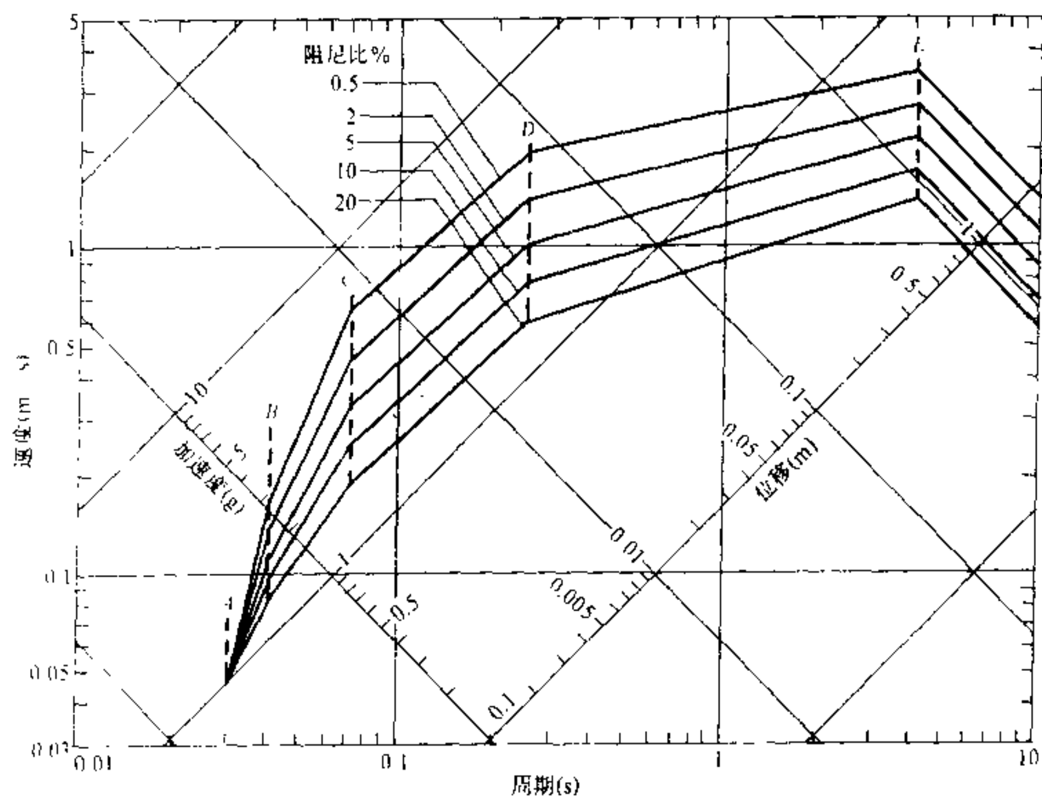
阻尼比(%)	A(0.03s)		B(0.04s)		C(0.07s)		D(0.4s)		E(4.0s)		
	加速度(g)	速度(m/s)	加速度(g)	速度(m/s)	加速度(g)	速度(m/s)	加速度(g)	速度(m/s)	加速度(g)	速度(m/s)	位移(m)
0.5	1.0	0.047	2.49	0.155	5.21	0.569	5.74	2.69	0.49	3.06	1.95
2	1.0	0.047	2.07	0.129	3.72	0.406	4.10	1.92	0.39	2.43	1.55
3	1.0	0.047	1.91	0.119	3.22	0.352	3.60	1.68	0.35	2.18	1.39
4	1.0	0.047	1.81	0.113	2.91	0.318	3.28	1.54	0.33	2.06	1.31
5	1.0	0.047	1.73	0.108	2.69	0.294	3.05	1.43	0.31	1.93	1.23
7	1.0	0.047	1.62	0.101	2.39	0.261	2.69	1.26	0.28	1.75	1.11
10	1.0	0.047	1.51	0.094	2.10	0.229	2.35	1.10	0.25	1.56	0.99
20	1.0	0.047	1.30	0.081	1.61	0.176	1.78	0.83	0.21	1.31	0.83

基岩场地竖向标准反应谱控制点周期及其谱值

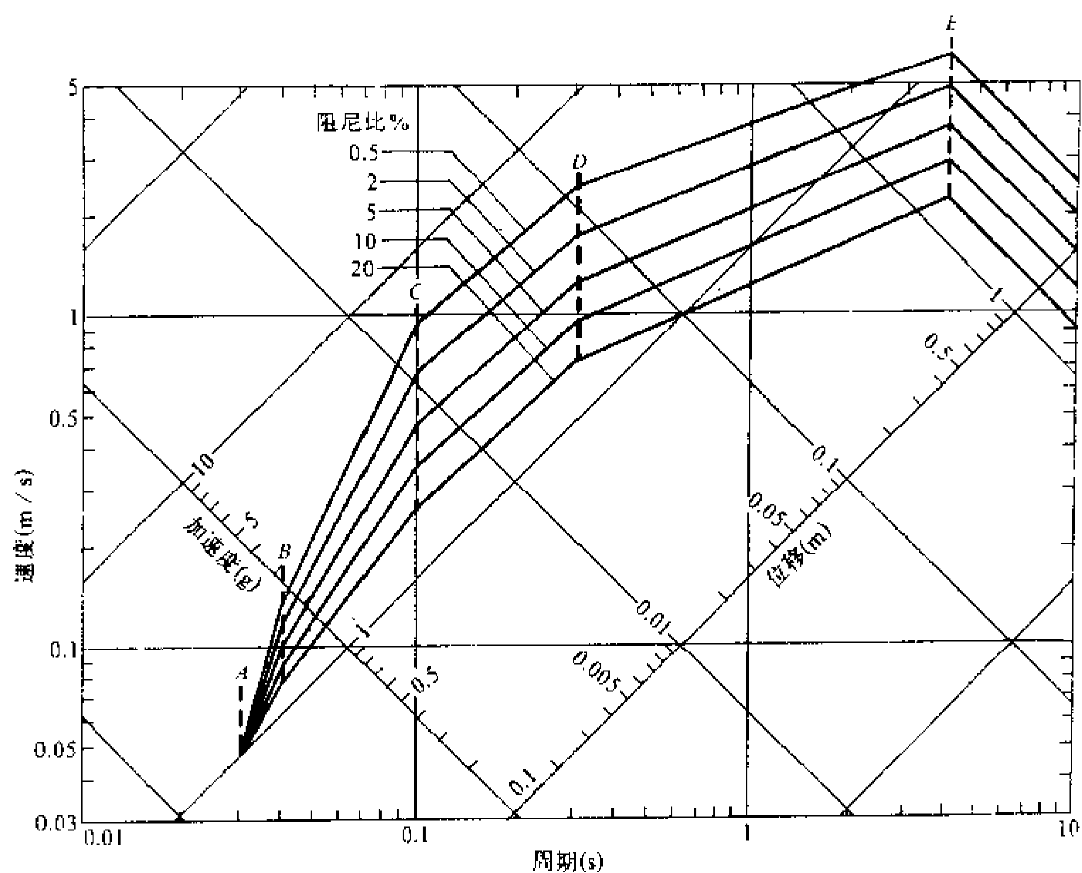
阻尼比(%)	A(0.03s)		B(0.04s)		C(0.07s)		D(0.4s)		E(4.0s)		
	加速度(g)	速度(m/s)	加速度(g)	速度(m/s)	加速度(g)	速度(m/s)	加速度(g)	速度(m/s)	加速度(g)	速度(m/s)	位移(m)
0.5	1.0	0.047	2.63	0.164	5.73	0.626	4.98	1.94	0.54	3.37	2.15
2	1.0	0.047	2.18	0.137	4.09	0.447	3.56	1.39	0.44	2.75	1.75
3	1.0	0.047	2.00	0.125	3.53	0.385	3.11	2.21	0.39	2.43	1.55
4	1.0	0.047	1.90	0.119	3.19	0.348	2.82	1.10	0.36	2.25	1.43
5	1.0	0.047	1.82	0.114	2.94	0.321	2.62	1.02	0.34	2.12	1.35
7	1.0	0.047	1.69	0.105	2.57	0.281	2.29	0.893	0.30	1.87	1.19
10	1.0	0.047	1.56	0.097	2.23	0.244	1.99	0.776	0.27	1.68	1.07
20	1.0	0.047	1.33	0.083	1.68	0.183	1.52	0.593	0.22	1.37	0.87



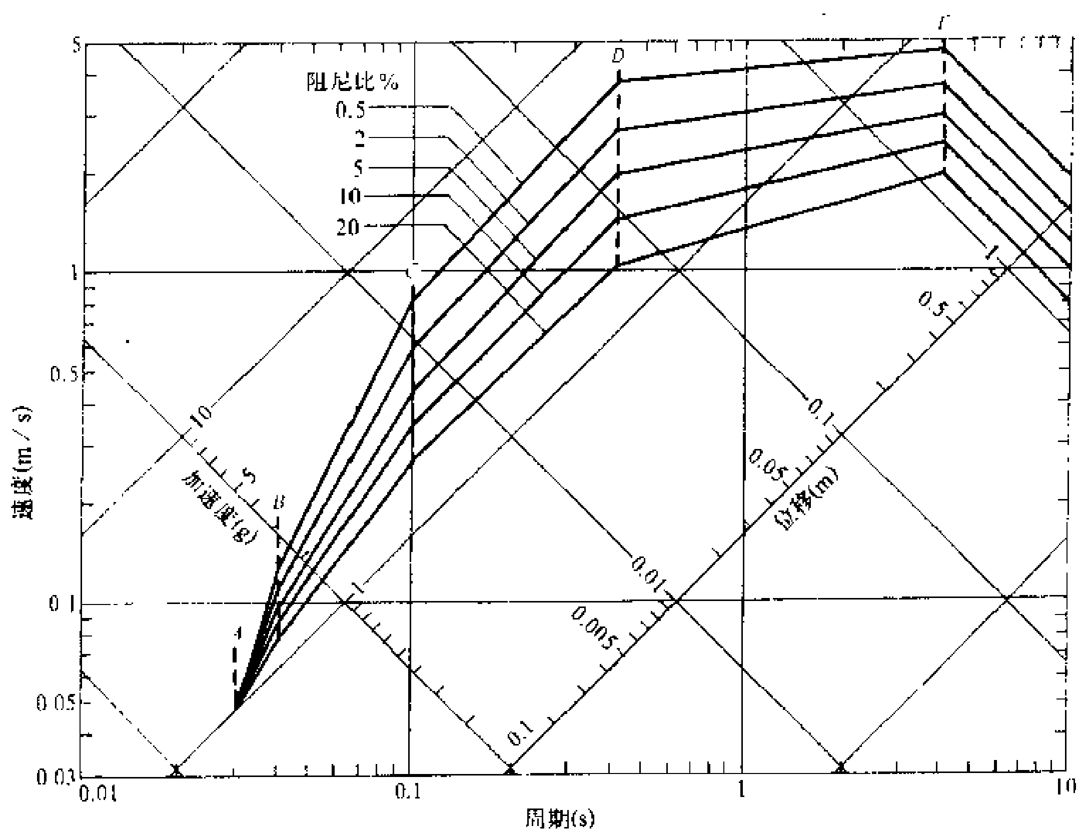
硬土场地水平向标准反应谱



硬土场地竖向标准反应谱



基岩场地水平向标准反应谱



基岩场地竖向标准反应谱